



João Miguel Marques Ferreira

Licenciado em Ciências de Engenharia Civil

Análise Não Linear do Comportamento Estrutural de Edifícios Pombalinos

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil – Perfil de Estruturas

Orientador: Professor Doutor Carlos Manuel Chastre Rodrigues, DEC, FCT-UNL

Co-orientador: Doutor Hugo Emanuel Charrinho da Costa Biscaia, UNIDEMI, FCT-UNL

Juri:

Presidente: Prof.º Doutor Fernando Farinha da Silva Pinho

Arguente: Prof.ª Doutora Ana Rita Gião

Vogal: Prof.º Doutor Carlos Manuel Chastre Rodrigues

Julho 2018



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Análise Não Linear do Comportamento Estrutural de Edifícios Pombalinos

Copyright © - João Miguel Marques Ferreira, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

Em primeiro lugar quero agradecer ao meu orientador, Professor Doutor Carlos Manuel Chastre Rodrigues por toda atenção, disponibilidade e conhecimentos transmitidos através da sua simpatia e boa disposição, e ao meu co-orientador Doutor Hugo Emanuel Charrilho da Costa Biscaia por todas as alternativas a considerar. Uma das competências que ficará para sempre é a maneira de abordar um problema, sem medo de dar um passo para trás para dar dois passos para a frente recorrendo, no caso da modelação, à idealização de modelos mais simples para assegurar que as considerações inicialmente idealizadas estão de fato a ser cumpridas nos modelos mais complexos.

Em segundo lugar quero agradecer ao Engenheiro Ricardo Nunes e ao Engenheiro António Monteiro pela disponibilidade para a realização de visitas a edifícios pombalinos.

Quero deixar um especial agradecimento aos meus pais e avó, Maria do Carmo, João Carlos e Emília por todas as palavras de incentivo e conforto nesta caminhada no ensino superior ao qual sem eles não seria possível assim como aos meus irmãos Roberto e Pedro.

Aos meus amigos e colegas, Gonçalo, Diogo e Tozé por momentos inesquecíveis ao longo curso que jamais serão esquecidos.

Quero agradecer à minha namorada Arianne por todo o seu apoio e incentivo ao longo desta jornada sempre disponível para ouvir e confortar independentemente do assunto.

De uma forma geral, quero agradecer a todas as pessoas que direta ou indiretamente contribuíram para que este objetivo fosse alcançado

Resumo

Na baixa Pombalina, reconstruída após o sismo de 1755, a maioria dos edifícios são constituídos por alvenaria e uma estrutura de madeira tridimensional concebida como uma das medidas antissísmicas propostas por Manuel da Maia, Eugénio dos Santos e Carvalho, e Carlos Mardel. No entanto, a vulnerabilidade sísmica destes edifícios não é totalmente conhecida, uma vez que nunca voltou a ocorrer outro sismo de igual magnitude. Hoje em dia, muitos destes edifícios encontram-se em estado avançado de degradação devido à sua idade e às intervenções realizadas ao longo do tempo para acomodar novas funcionalidades, prejudicando, em muitas situações, o seu comportamento estrutural face a um sismo.

O objetivo principal desta dissertação é avaliar o comportamento sísmico de um edifício típico pombalino e avaliar o comportamento dos diferentes elementos estruturais e de que forma contribuem para a sua capacidade resistente, utilizando as potencialidades de modelação do comportamento não linear do *software* de modelação por elementos finitos *SAP2000*.

Inicialmente, modelos mais simples de um edifício de alvenaria, pavimento e parede frontal foram modelados e calibrados com resultados experimentais existentes na literatura por forma a validar a sua inserção em modelos mais complexos e de difícil comprovação experimental. Após a validação, realizaram-se dois modelos distintos para o caso de estudo considerado, utilizando para o efeito duas técnicas diferentes para a modelação de alvenarias exteriores. Foram efetuadas análises pushover de forma a determinar a capacidade resistente do edifício e em seguida realizou-se a análise dinâmica não linear a partir de acelerogramas gerados artificialmente. O mesmo sismo foi escalado para diferentes acelerações de pico do sismo gerado artificialmente de forma a aferir qual seria a intensidade de sismo a que o edifício teria capacidade de resistir. A partir desta análise chegou-se à conclusão de que o edifício seria capaz de resistir com danos moderados a um sismo de 20% da intensidade original e com as paredes frontais intactas sem qualquer tipo de danos.

Palavras-chave: Edifício Pombalino; Vulnerabilidade sísmica; Análise não linear; Macro-elemento

Abstract

Lisbon Downtown was rebuilt after the 1755 earthquake, being most of its buildings made of masonry with a 3D wooden structure conceived as one of the anti-seismic measures proposed by Manuel da Maia, Eugenio dos Santos e Carvalho and Carlos Mardel. However, the seismic vulnerability of these buildings is unknown, since Lisbon was not struck again by an earthquake of similar magnitude. Today, these buildings are in an advanced state of degradation due to their age and to interventions made over time to accommodate new features and in many cases, hampers their resistance to withstand an earthquake.

The main objective of this dissertation is to evaluate the seismic vulnerability of a typical Pombaline building and how the different structural elements contribute to its resistance using the nonlinear modelling capabilities of the finite modeling software *SAP200*.

Initially, simpler models of a masonry building, pavement and frontal walls were modeled and calibrated with experimental results available in the literature to validate their insertion in more complex models which are difficult to prove experimentally. After the validation of the methods, two models were developed for the case study with two different techniques to model the exterior masonry walls. Pushover analysis were carried out in order to determine the resistance capacity of the building, followed by a nonlinear dynamic analysis with an earthquake generated from artificial accelerograms. In order to find out which would be the earthquake intensity that the building would be able to withstand, the same accelerogram was scaled down for different peak ground accelerations. From this analysis it is shown that the building is able to withstand an earthquake with the intensity equal to 20% of the original earthquake with moderate damage and with no damage on the “frontal” walls.

Keywords: Pombaline building; Seismic vulnerability; Nonlinear analysis; Macro-element;

Índice

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	1
1.2	OBJETIVOS E METODOLOGIA.....	2
1.3	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	2
2	CARACTERIZAÇÃO DOS EDIFÍCIOS POMBALINOS.....	5
2.1	INTRODUÇÃO.....	5
2.2	FUNDAÇÕES.....	5
2.3	PISO TÉRREO.....	8
2.4	GAIOLA POMBALINA.....	10
2.5	PAREDES DA FACHADA.....	11
2.6	PAREDES INTERIORES.....	13
2.7	PAREDES INTERIORES NÃO ESTRUTURAIS.....	14
2.8	PAVIMENTOS.....	15
2.9	TETOS.....	17
2.10	COBERTURA.....	18
2.11	EVOLUÇÃO AO LONGO DO TEMPO.....	19
3	COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO DE ALVENARIA.....	21
3.1	INTRODUÇÃO.....	21
3.2	ALVENARIAS.....	21
3.2.1	Mecanismo de rotura.....	21
3.2.2	Técnicas de modelação.....	24
3.3	PAREDES FRONTAIS.....	43
3.3.1	Estado de arte.....	43
3.3.2	Mecanismos de colapso das paredes frontais.....	45
3.3.3	Modelação das paredes frontais.....	46
3.4	PAVIMENTOS.....	50
4	APLICAÇÃO E VALIDAÇÃO DOS MÉTODOS DE MODELAÇÃO.....	55
4.1	PAREDES DE ALVENARIA EXTERIOR.....	55
4.2	PAREDES FRONTAIS.....	63
4.3	PAVIMENTOS.....	64
5	CASO DE ESTUDO: EDIFÍCIO NA BAIXA POMBALINA.....	67
5.1	CARACTERIZAÇÃO.....	67
5.2	MODELAÇÃO DO CASO DE ESTUDO.....	69
5.2.1	Paredes de alvenaria exterior.....	69
5.2.2	Arcos e paredes interiores de alvenaria.....	74
5.2.3	Paredes frontais.....	75
5.2.4	Pavimentos.....	76
5.2.5	Modelo Final.....	78
6	ANÁLISE NÃO LINEAR DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO POMBALINO.....	79
6.1	CRITÉRIOS DE AVALIAÇÃO DA VULNERABILIDADE SÍSMICA.....	79
6.2	ANÁLISE MODAL.....	82
6.3	ANÁLISE ESTÁTICA NÃO LINEAR (PUSHOVER).....	84
6.3.1	Método Pantò.....	85
6.3.2	Método SAM3D.....	88
6.4	ANÁLISE DINÂMICA NÃO LINEAR.....	94
6.4.1	Análise dinâmica para $PGA = 1,7 \text{ m/s}^2$	94
6.4.2	Análise dinâmica para outros PGA.....	102
6.4.3	Análise dinâmica para $PGA = 0,34 \text{ m/s}^2$, 20% do sismo original.....	110

7	CONCLUSÕES	113
7.1	CONSIDERAÇÕES FINAIS	113
7.2	PROPOSTA PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	115
8	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICA	117
	APÊNDICE A – RESPOSTA DAS DIAGONAIS DAS PAREDES FRONTAIS PARA	
	DIFERENTES PGA	121
	APÊNDICE B – DRIFT DA ESTRUTURA PARA DIFERENTES PGA	125
	ANEXOS	129

Índice de figuras

Figura 2.1 Exemplo de fundações isoladas	6
Figura 2.2 Exemplo de uma solução "mista"	7
Figura 2.3 Exemplo de fundações contínuas.....	7
Figura 2.4 Exemplo de fundações profundas.....	8
Figura 2.5 Solução de arcos e abóbodas.	9
Figura 2.6 Piso térreo de um edifício pombalino.	9
Figura 2.7 - Gaiola Pombalina presente em edifícios pombalinos.....	10
Figura 2.8 - Representação dos tipos de ligações comuns - a) malhete à meia-madeira; b) junção à meia-madeira e c) ligação oblíqua.....	11
Figura 2.9 Estrutura de madeira nas paredes exteriores.....	12
Figura 2.10 Exemplos do elemento mãos	13
Figura 2.11 Parede de frontal com preenchimento.....	13
Figura 2.12 Ligação que assegura a continuidade dos elementos verticais de piso para piso.....	14
Figura 2.13 Ligação que assegura a continuidade dos elementos verticais de piso para piso.....	14
Figura 2.14 Representação de uma parede de tabique.	15
Figura 2.15 Representação esquemática das vigas do pavimento. A - Viga do pavimento; T - Tarugo; S - Tarugo de chaveta; T - Palmeta.....	15
Figura 2.16 Tipos de ligação entre as vigas de pavimento e as paredes exteriores. A - ferrolho de chaveta; B - ferrolho de esquadro	16
Figura 2.17 Soluções adotadas para o soalho. a) soalho a meio fio; b) soalho de junta; c) soalho macho-fêmea	16
Figura 2.18 Representação do soalho à portuguesa	17
Figura 2.19 Exemplo de uma cobertura com mansarda	18
Figura 2.20 Exemplo de uma cobertura triangular.....	18
Figura 3.1 Comportamento das paredes consoante a ligação entre elas.....	22
Figura 3.2 Mecanismos de rotura no plano da parede de alvenaria. a) Flexão composta; b) Fendilhação diagonal; c) Deslizamento	23
Figura 3.3 Mecanismos de colapso fora do plano.	24
Figura 3.4 - Rotura dos nêmbos através de corte diagonal de um edifício de alvenaria	26
Figura 3.5 - Princípio de cálculo do método POR para cada piso.....	26
Figura 3.6 - Definição do pórtico equivalente: a) fachada de alvenaria b) método SAM c) método POR d) sem a consideração dos lintéis	27
Figura 3.7 - Pórtico equivalente de uma parede de alvenaria.....	27
Figura 3.8 - Definição da altura efetiva segundo Dolce.....	28

Figura 3.9 - Modelo de cálculo devido à flexão composta.....	28
Figura 3.10 - Modelo de cálculo devido ao deslizamento.....	29
Figura 3.11 - Comportamento elástico - plástico de flexão e corte do nembo.	30
Figura 3.12 - Deformada de uma parede sujeita a uma carga horizontal H.	30
Figura 3.13 - Modelo para determinar a rotação elástica.	31
Figura 3.14 - Definição da zona deformável do lintel a) com aberturas alinhadas; b) com aberturas desalinhadas.....	32
Figura 3.15 - Mecanismos de rotura dos lintéis. [23].....	32
Figura 3.16 - Comportamento dos lintéis a) dúctil e b) frágil.	33
Figura 3.17 a) Representação de um painel; b) Elemento de interface	33
Figura 3.18 Mecanismos de colapso de uma parede de alvenaria simulado pelo macro-elemento descrito: a) rotura por flexão; b) rotura por corte diagonal; c) rotura por deslizamento	34
Figura 3.19 Exemplo de aplicação do macro-elemento: a) parede de alvenaria; b) divisão da parede em secções compatíveis; c) aplicação do macro-modelo; d) refinamento da malha em quatro macro-elementos por painel de alvenaria	34
Figura 3.20 a) Parâmetros Lagrangianos seleccionados; b) configurações deformadas correspondentes ao grau de liberdade associado; c) forças duais correspondentes aos parâmetros Lagrangianos escolhidos	35
Figura 3.21 Elemento de interface que liga dois painéis.....	35
Figura 3.22 Graus de liberdade no elemento de interface	36
Figura 3.23 Calibração das molas transversais.	36
Figura 3.24 a) modelo do comportamento de deslizamento da interface; b) superfície de cedência de Mohr-Coulomb	38
Figura 3.25 Área de contacto entre dois painéis.	38
Figura 3.26 Modelo contínuo e modelo discreto.....	39
Figura 3.27 Discretização da massa no comportamento da alvenaria no plano	40
Figura 3.28 Graus de liberdade e forças duais fora-do-plano	41
Figura 3.29 Divisão da interface de ligação e painel sujeito a deformações fora-do-plano.....	41
Figura 3.30 a) Derrubamento total da parede; b) Derrubamento com dobradiça intermédia.....	42
Figura 3.31 Posicionamento das molas e respetivas áreas de influência	42
Figura 3.32 Modelo mecânico equivalente e parâmetros lagrangeanos na interface de ligação tridimensional; a) comportamento de flexão; b) comportamento deslizante.	43
Figura 3.33 Discretização da massa no comportamento da alvenaria para fora-do-plano.	43
Figura 3.34 Diagrama força-deslocamento do provete G2.	44

Figura 3.35 a) Mecanismo equivalente ao efeito de rocking da parede; b) movimento ascendente resultante; c) movimento descendente resultante	45
Figura 3.36 Encurvadura e rutura da diagonal	46
Figura 3.37 Modelo adotado para estimar a rigidez inicial.	47
Figura 3.38 Comparação entre os resultados experimentais de Pompeu com os resultados analíticos de Meireles.....	48
Figura 3.39 Modelo SAP2000 com links não lineares.	49
Figura 3.40 Comparação com os resultados experimentais SC2 com os resultados analíticos...	49
Figura 3.41 Influência das ligações na rigidez do pavimento	50
Figura 3.42 Caracterização do ensaio Push-out.	51
Figura 3.43 Dimensões das amostras do pavimento em centímetros	52
Figura 3.44 a) Esquema do ensaio experimental; b) ensaio realizado à amostra F1.M.	53
Figura 3.45 Resultados do ensaio experimental.....	53
Figura 4.1 Modelo da experiência realizada na Universidade de Pavia e geometria da "door wall"	55
Figura 4.2 a) aplicação do macro-elemento na geometria da "door wall"; b) aplicação do macro-elemento Pantò em ambiente SAP2000 e c) visão extrudida da "door wall" com o método SAM2D.	56
Figura 4.3 Deformada da Pavia "door wall" do método a) Pantò e b) SAM2D.	57
Figura 4.4 Comparação dos resultados obtidos através da modelação (em 2D) utilizando os métodos SAM (a azul) e Pantò (a verde) com o ensaio experimental.....	58
Figura 4.5 Protótipo ensaiado "Projeto Trema".	58
Figura 4.6 Alçados da parede de alvenaria ensaiada no projeto Trema. Distâncias em metros..	59
Figura 4.7 Exemplo de um macro-elemento 3D e modelo mecânico equivalente do edifício 3D, respetivamente.....	60
Figura 4.8 Edifício modelado segundo o método SAM3D, a) vista das zonas rígidas e b) vista extrudida.....	60
Figura 4.9 Análises pushover efetuadas.....	61
Figura 4.10 Comparação das curvas de capacidade (0°) obtidas por B. Pant com as obtidas nesta dissertação utilizando uma modelação baseada no método SAM 3D e no método Pantò 3D. ...	61
Figura 4.11 Comparação das curvas de capacidade (90°) obtidas por B. Pantò com as obtidas nesta dissertação utilizando uma modelação baseada no método SAM 3D e no método Pantò 3D.....	61

Figura 4.12 Comparação das curvas de capacidade (180°) obtidas por B. Pantò com as obtidas nesta dissertação utilizando uma modelação baseada no método SAM 3D e no método Pantò 3D.....	62
Figura 4.13 Comparação das curvas de capacidade (270°) obtidas por B. Pantò com as obtidas nesta dissertação utilizando uma modelação baseada no método SAM 3D e no método Pantò 3D.....	62
Figura 4.14 Configuração indeformada e deformada da parede frontal.....	63
Figura 4.15 Curva pushover obtida.....	64
Figura 4.16 Configuração indeformada e deformada respetivamente.....	65
Figura 4.17 Comparação dos resultados obtidos com os resultados de Valuzzi.	65
Figura 5.1 Mapa de localização.....	67
Figura 5.2 Presumível aspeto das fachadas originais do edifício considerado no caso de estudo.	68
Figura 5.3 Planta do piso 2.....	68
Figura 5.4 Vista extrudida dos pórticos equivalentes das fachadas da Rua dos Fanqueiros e da Rua da Assunção respetivamente.	70
Figura 5.5 Vista 3D das paredes de alvenaria exterior com o método SAM3D.....	70
Figura 5.6 Lei constitutiva tipo presenta nas rótulas plásticas que controlam o corte diagonal.	71
Figura 5.7 Lei constitutiva tipo presenta nas rótulas plásticas que controlam a flexão composta.	71
Figura 5.8 Malha utilizada para definir as fachadas da Rua dos Fanqueiros e da Rua da Assunção respetivamente	72
Figura 5.9 Lei constitutiva presente nas molas transversais.	72
Figura 5.10 Lei constitutiva presente nas molas deslizantes.....	73
Figura 5.11 Lei constitutiva presente nas molas diagonais.	73
Figura 5.12 Paredes de alvenaria exteriores em SAP2000.....	74
Figura 5.13 Pormenor da modelação dos arcos de alvenaria.	75
Figura 5.14 Alinhamentos das paredes frontais.	76
Figura 5.15 Vista interior do edifício em SAP2000.....	76
Figure 5.16 a) Pavimento antes de ser extraído; b) Distância entre as ligações.....	77
Figura 5.17 Deformada e curva de capacidade correspondente.	77
Figura 5.18 Vista dos pavimentos do edifício em ambiente SAP200.	78
Figura 5.19 Vista 3D do interior de ambos os modelos.	78
Figura 6.1 Exemplo de uma idealização bilinear.	79

Figura 6.2 Definição dos estados de danos locais, a) Lei constitutiva das rótulas plásticas e b) Legenda do SAP2000.....	80
Figura 6.3 Densidade espectral de potência de aceleração.....	81
Figura 6.4 Acelerograma gerado artificialmente $PGA = 1,7 \text{ m/s}^2$	82
Figura 6.5 Comparação entre o espectro de resposta regulamentar e o calculado.	82
Figura 6.6 Esquema da direção e do sentido das análises realizadas	85
Figura 6.7 Curvas de capacidade. a) direção x; b) direção y.....	85
Figura 6.8 Deformada do modelo segundo a direção x.....	86
Figura 6.9 Deformada do modelo segundo a direção y.....	86
Figura 6.10 Comparação entre curvas de capacidade do modelo de paredes de alvenaria exterior.	87
Figura 6.11 Comparação entre as curvas de capacidade do modelo completo.	87
Figura 6.12 Curva de capacidade dinâmica do modelo SAM3D na direção x.....	88
Figura 6.13 Curva bilinear de capacidade na direção x no sentido 0° com os limites notáveis. .	89
Figura 6.14 Grelha de localização.....	89
Figura 6.15 Danos presentes na fachada da Rua da Assunção para os deslocamentos a) ds1; b) ds2; c) ds3 e d) ds4.....	90
Figura 6.16 a) Deformada última do edifício na análise pushover na direção x e b) danos na fachada da Rua dos Fanqueiros.	91
Figura 6.17 Curva de capacidade dinâmica do modelo SAM3D na direção y.....	91
Figura 6.18 Curva bilinear de capacidade na direção y no sentido 90° com os limites notáveis.	92
Figura 6.19 Danos presentes na fachada da Rua dos Fanqueiros para os deslocamentos a) ds1; b) ds2; c) ds3 e d) ds4.....	93
Figura 6.20 a) Deformada última do edifício na análise pushover na direção y e b) danos na fachada da Rua da Assunção.	93
Figura 6.21 Comparação entre as análises estática e dinâmica não-linear da estrutura com $PGA = 1,7\text{m/s}^2$. a) direção x; b) direção y.	94
Figura 6.22 Deformada do edifício para $t = 5,3 \text{ s}$	95
Figura 6.23 Sistema de arcos e colunas a substituir as paredes de alvenaria interior.	95
Figura 6.24 Comparação entre a estática e dinâmica da estrutura sem paredes de alvenaria interiores com $PGA = 1,7\text{m/s}^2$. a) direção x; b) direção y.	96
Figura 6.25 Danos presentes na fachada da Rua da Assunção para: a) $t = 1,2\text{s}$; b) $t = 3,1\text{s}$	96
Figura 6.26 Danos presentes na fachada da Rua da Assunção para: a) $t = 4,4\text{s}$ e b) $t = 17,7\text{s}$	97
Figura 6.27 Danos presentes na fachada da Rua dos Fanqueiros para: a) $t = 1,2\text{s}$ e b) $t = 3,1\text{s}$..	97
Figura 6.28 Danos presentes na fachada da Rua dos Fanqueiros para: a) $t = 4,4\text{s}$ e d) $t = 17,7\text{s}$.	98

Figura 6.29 Localização das rótulas plásticas.	98
Figura 6.30 Resposta da rótula de corte 197H1 para estado de dano DS4.....	99
Figure 6.31 Resposta da rótula de momento 200H3 para estado de dano DS3.....	99
Figura 6.32 Molas diagonais das paredes frontais que se encontram na fase plástica.	100
Figura 6.33 Resposta das molas diagonais: a) Mola 410 e b) Mola 450.....	101
Figura 6.34 Resposta das molas diagonais: a) Mola 490 e b) Mola 563.....	101
Figura 6.35 Resposta das molas diagonais: a) Mola 602 e b) Mola 665.....	101
Figura 6.36 Deslocamento relativo entre pisos para $t = 5,9s$ no plano da fachada a) Rua dos Fanqueiros e b) Rua da Assunção.	102
Figura 6.37 Comparação entre a curva de capacidade do edifício com a resposta da estrutura perante um sismo de 50% e 40% na direção a) x e b) y.....	103
Figura 6.38 Comparação entre a curva de capacidade do edifício com a resposta da estrutura perante um sismo de 35% e 30% na direção a) x e b) y.....	103
Figura 6.39 Comparação entre a curva de capacidade do edifício com a resposta da estrutura perante um sismo de 25% e 20% na direção a) x e b) y.....	104
Figura 6.40 Danos presentes na fachada da Rua da Assunção para o instante $t=18s$ dos diferentes sismos: a) 50% e b) 40%.	105
Figura 6.41 Danos presentes na fachada da Rua da Assunção para o instante $t=18s$ dos diferentes sismos: a) 35% e b) 30%.	105
Figura 6.42 Danos presentes na fachada da Rua da Assunção para o instante $t=18s$ dos diferentes sismos: a) 25% e b) 20%.	106
Figura 6.43 Danos presentes na fachada da Rua dos Fanqueiros para o instante $t=18s$ dos diferentes sismos: a) 50% e b) 40%.	107
Figura 6.44 Danos presentes na fachada da Rua dos Fanqueiros para o instante $t=18s$ dos diferentes sismos: a) 35% e b) 30%.	107
Figura 6.45 Danos presentes na fachada da Rua dos Fanqueiros para o instante $t=18s$ dos diferentes sismos: a) 25% e b) 20%.	108
Figura 6.46 Resposta para 30% da intensidade do sismo das molas a) 450 e b) 665.....	109
Figura 6.47 Resposta para 25% da intensidade do sismo da mola a) 450 e b) 665.....	109
Figura 6.48 Drift da fachada a) Rua da Assunção e b) Rua dos Fanqueiros para $PGA = 0,85 \text{ m/s}^2$ $t=9,1$	110
Figura 6.49 Drift da fachada a) Rua da Assunção e b) rua dos Fanqueiros para $PGA=0,34 \text{ m/s}^2$ $t=13,7s$	110
Figura 6.50 Acelerograma com $PGA = 0,34 \text{ m/s}^2$	111

Figura 6.51 Danos nas fachadas, a) rua da Assunção e b) rua dos Fanqueiros, para $PGA=0,34$ m/s^2	111
Figura 6.52 Resposta para $PGA = 0,34 m/s^2$ das molas a) 450 e b) 665.....	112
Figura A.1 Resposta para $PGA = 0,85 m/s^2$ das molas a) 450 e b) 665.....	123
Figura A.2 Resposta para $PGA = 0,68 m/s^2$ das molas a) 450 e b) 665.....	123
Figura A.3 Resposta para $PGA = 0,59 m/s^2$ das molas a) 450 e b) 665.....	123
Figura A.4 Resposta para $PGA = 0,34 m/s^2$ das molas a) 450 e b) 665.....	124
Figura B.1 Drift da fachada a) Rua da Assunção e b) Rua dos Fanqueiros para $PGA = 0,85 m/s^2$ $t=7,1s$	127
Figura B.2 Drift da fachada a) Rua da Assunção e b) Rua dos Fanqueiros para $PGA = 0,68 m/s^2$ $t=13,7s$	127
Figura B.3 Drift da fachada a) Rua da Assunção e b) Rua dos Fanqueiros para $PGA = 0,59 m/s^2$ $t=9,1s$	128
Figura B.4 Drift da fachada a) Rua da Assunção e b) Rua dos Fanqueiros para $PGA 0,42 m/s^2$ $t=13,7s$	128
Figura C.1 Planta do Piso 0.....	131
Figura C.2 Planta do Piso 1.....	131
Figura C.3 Planto do Piso 2.....	132
Figura C.4 Planta do Piso 3.....	132

Índice de tabelas

Tabela 2.1 Dimensões genéricas da gaiola pombalina.....	11
Tabela 3.1- Propriedades dos materiais presentes no modelo da parede frontal.....	47
Tabela 3.2- Secções dos elementos estruturais presentes no modelo da parede de frontal.....	48
Tabela 3.3- Resultados dos push-out-tests	52
Tabela 4.1 Características mecânicas da "Pavia Door Wall"	57
Tabela 4.2 Características da alvenaria consideradas para a modelação do edifício Trema	58
Tabela 5.1 Características mecânicas da alvenaria consideradas.....	69
Tabela 6.1 Definição dos estados de dano proposto por Calvi	80
Tabela 6.2 Caracterização da ação sísmica.	81
Tabela 6.3 Comparação entre os períodos e frequências próprias dos dois métodos de modelação.	83
Tabela 6.4 Contribuição da massa e da massa acumulada nas duas direcções.	84
Tabela 6.5 Duração das análises pushover. Formato em hh:mm:ss.....	88
Tabela 6.6 Resposta máxima das molas diagonais dos frontais.....	100
Tabela 6.7 Fator de escala do sismo e respetivos PGA.....	102
Tabela 6.8 Força de corte basal máxima e os respetivos deslocamentos para diferentes intensidades de sismo.....	104
Tabela 6.9 Deslocamentos e forças máximas da mola 450 para diferentes PGA.	108
Tabela 6.10 Deslocamentos e forças máximas da mola 665 para diferentes PGA.	109
Tabela 6.11 Ponto máximo das molas 450 e 665 para $PGA = 0,34 \text{ m/s}^2$	112

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

No dia de 1 de Novembro de 1755, celebrava-se o Dia de todos os Santos em Portugal e por volta das 9h45m, a cidade foi abalada por um sismo com uma magnitude de 9 na escala de *Ritcher*, seguido de várias réplicas, maremoto e incêndios que devastaram toda a cidade. Na altura, a cidade de Lisboa era uma metrópole em plena ascensão devido a sua posição geográfica junto ao Rio Tejo.

Após a catástrofe, o Primeiro-Ministro, Sebastião José Carvalho e Melo, conhecido como Marquês de Pombal ficou com a responsabilidade de reconstruir a cidade, tendo abordado esse desafio com o intuito de evitar que tal catástrofe se voltasse a repetir. O Marquês de Pombal recorreu ao engenheiro-mor do reino, Manuel da Maia, o arquiteto Eugénio dos Santos e Carvalho e ao engenheiro Carlos Mardel para desenvolver planos de reconstrução da cidade.

Hoje em dia, a baixa pombalina é um dos marcos históricos de Lisboa, onde é possível observar a malha urbana idealizada nos planos de reconstrução da cidade aplicada à baixa, como a disposição dos edifícios em quarteirão, composto por ruas ortogonais entre si, com uma largura grande para aquela época.

Da reconstrução da cidade, surgiram os edifícios pombalinos em que uma das suas características principais é a Gaiola Pombalina, uma estrutura de madeira tridimensional com cruces de St. André como medida antissísmica. A aplicação desta sub-estrutura permite reduzir o peso do edifício e aumenta a sua flexibilidade. Estudos recentes a paredes frontais como os de Gonçalves [1], Kouris [2] e Pompeu [3] demonstraram, essencialmente, que a gaiola apresenta uma boa capacidade em dissipar energia, em caso de sismo.

Atualmente os edifícios pombalinos são alvo de diversas intervenções, como a reabilitação ou acomodação de novas funcionalidades. No entanto, associadas a estas intervenções, encontram-se problemas como infiltrações que acabam por danificar a madeira, levando à demolição das paredes frontais e substituindo-as por outras soluções, como vigas metálicas. Estas alterações em conjunto com a remoção dos nembos à face do piso 0 para a expansão do piso, podendo conduzir a um comportamento muito deficiente face à ação sísmica.

1.2 OBJETIVOS E METODOLOGIA

Devido às intervenções na baixa pombalina, existe a necessidade de compreender a forma como estes edifícios se comportam perante um sismo e chegar a soluções de reforço para melhorar o seu comportamento. Assim, o objetivo principal desta dissertação é determinar o comportamento de um edifício pombalino perante um sismo gerado artificialmente e alterando a sua intensidade de forma a determinar quando é que o edifício se comporta ao sismo na sua totalidade.

Para isso, foi realizado um levantamento sobre estado de arte, no sentido de compreender como estes edifícios foram construídos naquela época, complementado esse levantamento com visitas de campo a edifícios pombalinos em atual reabilitação. O estudo da vulnerabilidade sísmica centra-se na modelação computacional, com a junção de vários macro-elementos para simular os elementos estruturais principais de um edifício pombalino, nomeadamente, paredes de alvenaria exterior, paredes de frontal e pavimentos. É importante referir que alguns desses macro-elementos foram desenvolvidos por outros autores e que, nunca foram aplicados de uma forma conjunta.

Inicialmente, descreve-se a constituição de um edifício pombalino desde a fundação até à cobertura, para que uma posterior modelação estrutural seja mais fiel e correta possível. Assim, abordou-se a modelação destes elementos individualmente, validados através da comparação entre os resultados numéricos e os resultados experimentais existentes na literatura.

Após a modelação destes elementos, realizaram-se dois modelos distintos para o caso de estudo considerado, utilizando para o efeito duas técnicas diferentes para a modelação de alvenarias exteriores. Com base nesses dois modelos foi feita uma comparação entre eles, em termos de esforço computacional e em termos práticos com análises estáticas e dinâmicas não lineares, de forma a aferir o comportamento sísmico do caso de estudo.

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação está dividida em 7 capítulos. O primeiro serve como introdução à dissertação, com algumas considerações iniciais e objetivos a que esta dissertação se propõe, assim como, a sua organização.

O segundo capítulo descreve os pormenores da estrutura de um edifício pombalino desde a sua fundação até à cobertura. É dado especial ênfase à estrutura de madeira e ao modo como é executada a ligação entre as várias peças de madeira. A finalizar, descreve-se resumidamente, o estado atual destes edifícios situados na baixa pombalina de Lisboa.

O terceiro capítulo aborda o comportamento mecânico e técnicas de modelação dos elementos principais da estrutura do edifício, nomeadamente, as paredes de alvenaria, as paredes frontais e o pavimento.

No quarto capítulo é apresentada a validação dos métodos de modelação descritos no capítulo anterior, a serem implementado na modelação do caso de estudo. Fazem-se ainda algumas considerações adicionais aos macro-modelos, já existentes e desenvolvidos por outros autores, e que se usaram neste trabalho.

O quinto capítulo apresenta a caracterização de caso particular de estudo, estando o edifício escolhido para esse fim este situado em plena baixa pombalina, na interseção da Rua dos Fanqueiros com a Rua da Assunção. De seguida, descreve-se como foi realizada a modelação, desde a definição da geometria da malha até alguns pormenores que não foram mencionados até então, como os arcos de alvenaria ao nível do piso 0. Apresentam-se ainda neste capítulo os dois modelos que serão objeto de análise no capítulo seguinte.

No sexto capítulo descreve-se as análises numéricas que foram realizadas, sendo estas quatro análises do tipo *pushover* e análises dinâmicas não lineares recorrendo a um acelerograma gerado artificialmente. Com base nestas análises são apresentados os danos presentes no edifício, nomeadamente, nas fachadas e nas paredes frontais.

O último capítulo, capítulo sete, enumera as conclusões e considerações finais alcançadas na realização deste trabalho, assim como, uma proposta para outros trabalhos a desenvolver futuramente.

2 CARACTERIZAÇÃO DOS EDIFÍCIOS POMBALINOS

2.1 INTRODUÇÃO

Os edifícios pombalinos surgiram da necessidade de reconstruir a cidade de Lisboa após o terramoto que desolou a cidade em 1755. Devido a fatores económicos e sociais na sequência do sismo, estes edifícios ficaram caracterizados pela sua simplicidade, economia, solidez e regularidade. Assim, estes edifícios foram construídos de modo a evitar que uma catástrofe de igual dimensão se repetisse, tomando-se diversas medidas, desde a disposição das ruas até à estrutura dos edifícios.

Os edifícios pombalinos estão dispostos em quarteirão, com ruas largas e grandes praças, de forma a proporcionar espaços abertos para que as pessoas pudessem escapar, caso ocorresse outro sismo, sem perigo de serem atingidas por escombros. Anteriormente à catástrofe, os edifícios que estavam na zona da, agora, baixa pombalina, tinham uma altura diferente entre edifícios, e na reconstrução da cidade todos os edifícios foram projetados de forma a terem a mesma altura. Outra característica que está presente no edifício pombalino é o sistema de corta-fogo, utilizado como forma de evitar a propagação do incêndio entre edifícios. Esta medida surgiu na sequência do incêndio que devastou a cidade após o sismo, tendo-se propagado de edifício para edifício. Uma das características mais reconhecidas nestes edifícios é a presença da gaiola pombalina, uma estrutura de madeira com cruzes de St. André, presente no interior das paredes interiores, e que consiste num sistema de pórticos tridimensionais e contraventados em madeira dispostos perpendicularmente entre si. Uma descrição mais detalhada sobre esta sub-estrutura será realizada nos subcapítulos subsequentes.

Descrevem-se a seguir as características de cada elemento que constitui o edifício pombalino, desde as fundações até à cobertura.

2.2 FUNDAÇÕES

A baixa pombalina está situada num solo de natureza aluvionar, solos constituídos por depósitos de sedimentos compostos por materiais grosseiros, areia e cascalho e geralmente soltos. [4]

Perante este tipo de solos, a solução construtiva escolhida na construção dos edifícios pombalinos foi um sistema de estacas de pinho verde com aproximadamente 1,50 m de comprimento e 15 cm de espessura. [5]. As estacas estão dispostas de forma paralela alinhadas com as paredes-mestras, ligadas entre si através de toros de madeira transversais. Estes toros de madeira suportam outros toros, também de madeira, dispostos longitudinalmente, nos quais o edifício assenta, fazendo-se a ligação entre si através de peças em ferro forjado.

Sabe-se que a madeira quando exposta a ciclos de humidade (molhagem e secagem) tende a apodrecer. Mas, devido à natureza dos solos, pensava-se que estes elementos se encontrariam permanentemente em ambiente húmido, o que permitia a conservação da madeira. No entanto o trabalho realizado por Cardoso [6] veio mostrar que as estacas não contribuem significativamente para o desempenho estrutural do edifício pombalino, uma vez que a variação do lençol freático nos solos provoca ciclos de secagem/molhagem e assim as estacas de

madeira acabaram por apodrecer. Ainda assim, não se detectou grandes danos estruturais dado à proximidade entre as estacas e ao solo estar consolidado à sua volta, o que, de facto, é natural ocorrer neste tipo de fundações.

Esta solução de fundações foi implementada na reconstrução da baixa pombalina e em dois tipos de construção: num sistema de estacas isoladas e noutro sistema que se assemelha a um ensoleiramento e que será explicado mais adiante neste subcapítulo.

No caso das estacas isoladas, estas são de madeira e estão alinhadas com as paredes-mestras ou com as colunas, e os conjunto de estacas estão ligados entre si através de arcos de alvenaria de pedra, conforme se pode ver pela ilustração da Figura 2.1. A presença destes arcos faz com que haja uma melhor distribuição das cargas e reduz o terreno que é necessário escavar, uma vez que não é necessário remover terreno entre o conjunto de estacas [7]. Existem casos de soluções mistas onde as colunas assentam em estacas isoladas e as paredes exteriores tinham fundações “contínuas” ligadas através de arcos de alvenaria como se pode observar na Figura 2.2.

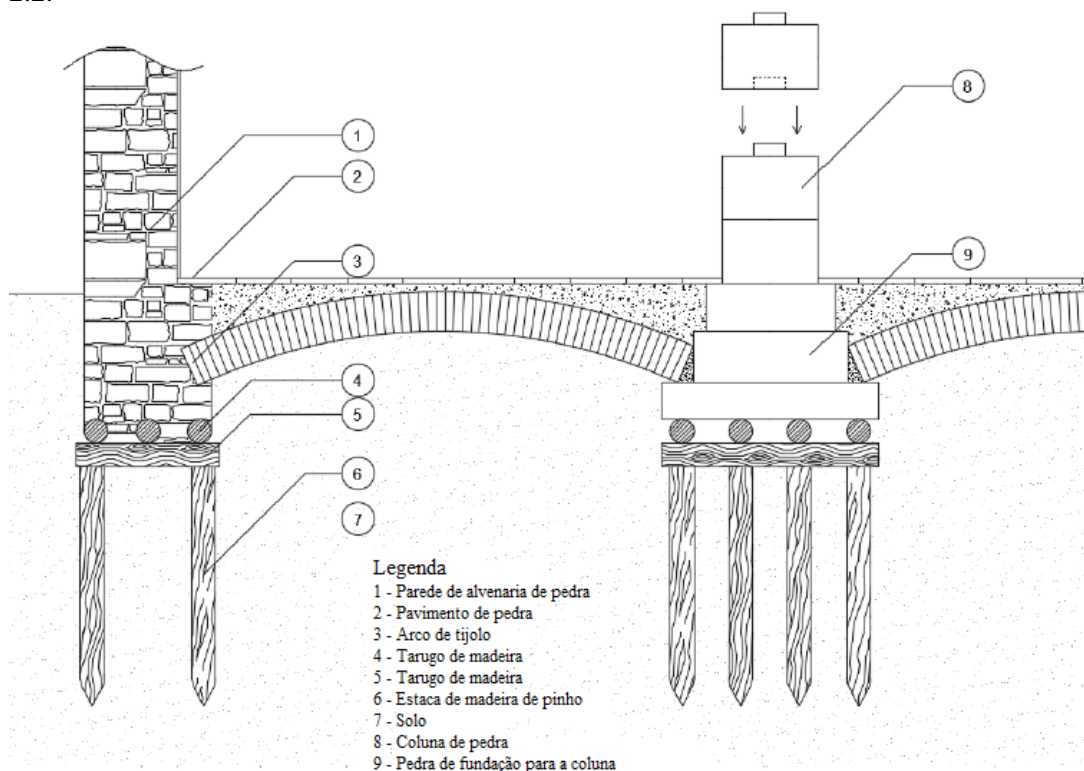


Figura 2.1 Exemplo de fundações isoladas (Adaptado de [6]).

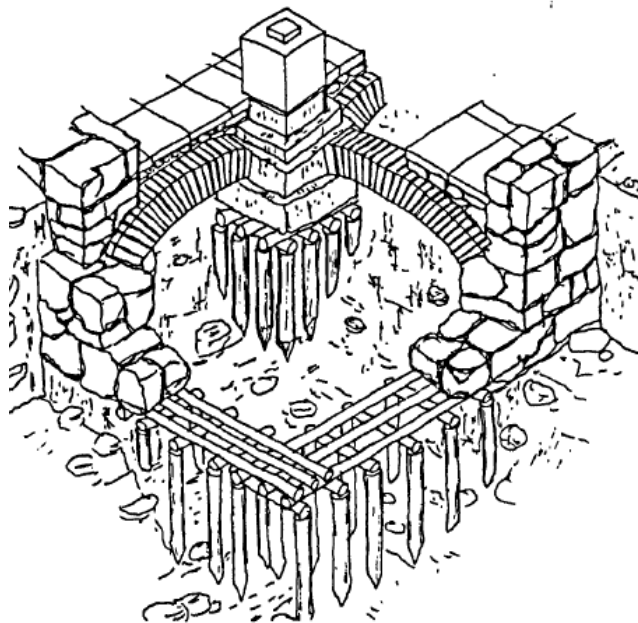


Figura 2.2 Exemplo de uma solução "mista" [1].

A segunda solução pode ser comparada a um ensoleiramento geral pois toda a área ocupada pelo edifício está assente em estacas ligadas através de toros, de forma semelhante ao que já fora anteriormente mencionado para o caso da primeira solução. Neste tipo de fundação não há a presença dos arcos de alvenaria, uma vez que já não há conjuntos de estacas isoladas. As paredes exteriores e as colunas partilham a mesma fundação.

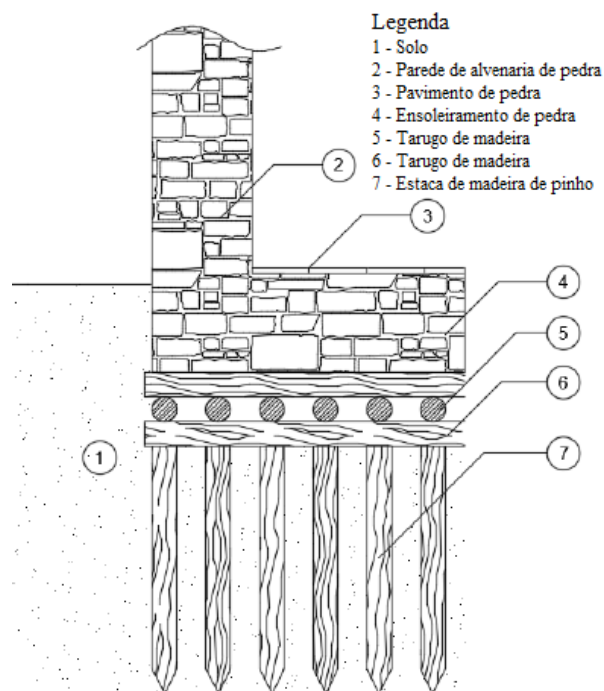


Figura 2.3 Exemplo de fundações contínuas (Adaptado [6]).

Por fim, na Figura 2.4, apresenta-se uma variação da primeira solução. A solução apresentada serve para atingir solos mais profundos. Nesta solução as paredes de alvenaria têm espessuras maiores e são erguidas a partir das estacas até ao piso térreo.

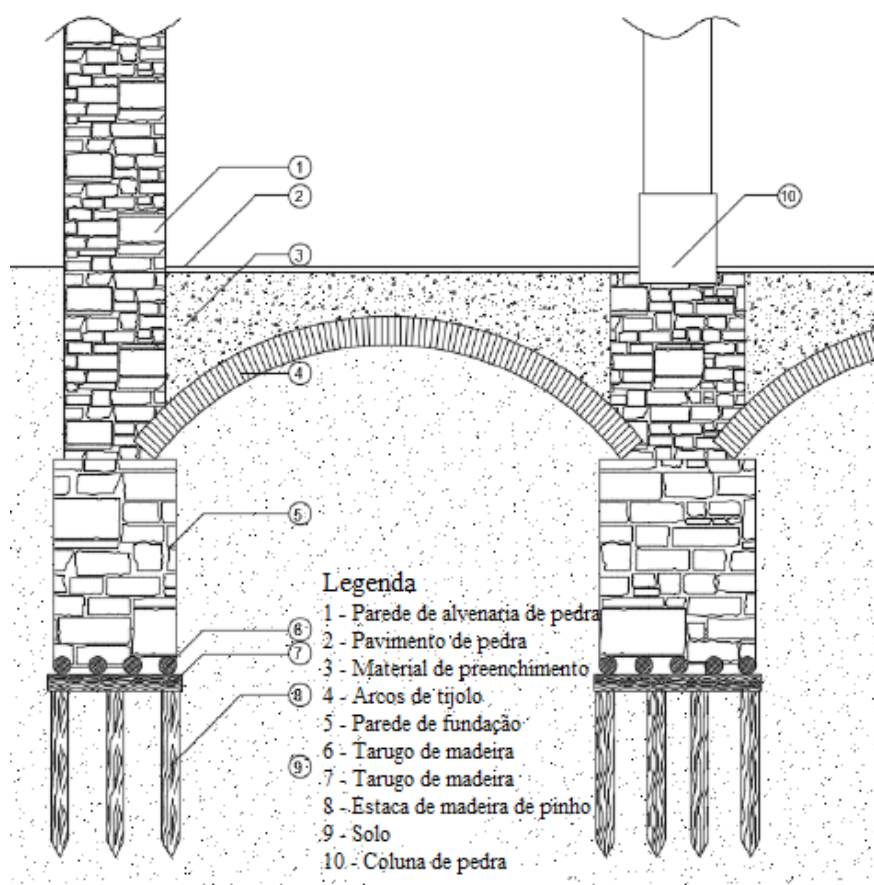


Figura 2.4 Exemplo de fundações profundas. (Adaptado [6])

2.3 PISO TÉRREO

O piso térreo destes edifícios tinha propósitos variados consoante a localização do mesmo. Em ruas principais, o objetivo deste piso seria destinado a comércio, enquanto nas ruas secundárias seria destinado a armazenamento ou serviria simplesmente para estúbulos.

Em contraste com o pavimento dos pisos superiores, o pavimento do piso térreo assenta num ensoleiramento de alvenaria. Enquanto, os pisos superiores assentam em vigas de madeira, não existindo a presença da gaiola pombalina nas paredes do piso térreo, sendo esta erguida a partir do primeiro piso. As paredes deste piso são de alvenaria de pedra ordinária com uma grande espessura.

A suportar os pisos superiores é comum encontrar três tipos de soluções construtivas. A primeira solução consiste na presença de abóbodas entre arcos de pedra, conforme se pode ver na Figura 2.5. As abóbodas permitem uma distribuição uniforme dos esforços para as colunas ou paredes mais próximas e, por conseguinte,

para as fundações. Esta solução confere uma maior rigidez a este piso, impedindo a propagação de cheiros e de incêndios e possibilitando o combate às chamas com origem no piso térreo.



Figura 2.5 Solução de arcos e abóbodas.

A segunda solução consiste apenas em arcos de pedra com vigas de madeira a suportar o piso superior. A resposta sísmica deste tipo de solução é mais fraca comparativamente à solução anterior, uma vez que a distribuição das cargas já não se faz de forma uniforme. Esta opção é a mais comum, uma vez que a sua construção é mais rápida.



Figura 2.6 Piso térreo de um edifício pombalino.

2.4 GAIOLA POMBALINA

A presença da gaiola pombalina no edifício garante uma melhor resistência face à ação sísmica, permitindo aos moradores, a evacuação do edifício antes de este colapsar. É importante referir que, durante o longo período da reconstrução da cidade, a técnica de construção da gaiola foi evoluindo originando algumas diferenças na sua construção.

A gaiola pombalina consiste em elementos verticais igualmente espaçados em todo o pé-direito, denominado de prumos, com elementos horizontais igualmente distribuídos denominados de travessanhos. O cruzamento destes elementos forma um quadrado, no qual estão presentes elementos diagonais (cruz de Santo André), denominado de escoras que conferem resistência às cargas horizontais. Este tipo de estrutura baseia-se no conhecimento empírico de que a forma geométrica triangular é difícil de deformar.



Figura 2.7 - Gaiola Pombalina presente em edifícios pombalinos

Como já foi referido anteriormente, a conceção da gaiola evoluiu, sendo que as evoluções se registaram essencialmente ao nível das suas ligações entre os elementos de madeira. Todos os elementos são conectados através de ligações esculpidas na madeira, permitindo assim o encaixe entre as peças. As ligações mais comuns são: malhete à meia-madeira, junção à meia-madeira e ligação oblíqua (vejam-se os esquemas na Figura 2.8).

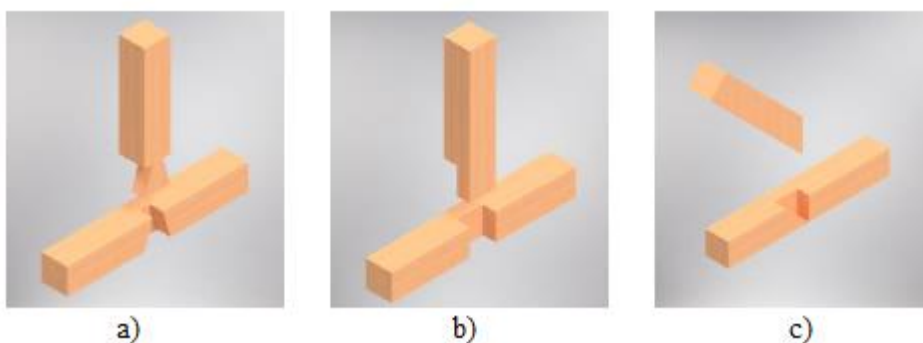


Figura 2.8 - Representação dos tipos de ligações comuns - a) malhete à meia-madeira; b) junção à meia-madeira e c) ligação oblíqua [9].

Uma vez feito o encaixe, um prego de ferro forjado era pregado de forma a garantir uma ligação permanente. O tipo de pregos mais utilizados eram o talhado ou meio talhado [8].

Refira-se ainda que do estudo destes edifícios por parte de certos autores, permitiram identificar as dimensões genérica da gaiola pombalina conforme se mostra na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 Dimensões genéricas da gaiola pombalina. [5]

Elemento estrutural	Dimensões
Prumos	12 x 10 cm ²
Travessanhos, frechais, contral-frechais	12 x 10 cm ² (Pisos superiores)
	15 x 12 cm ² (Pisos inferiores)
Vigas Pavimento	12 x 16 cm ²
Escoras	7x 10 cm ² (Pisos superiores)
	10 x 10 cm ² (Pisos inferiores)

2.5 PAREDES DA FACHADA

As fachadas foram idealizadas de forma a serem inseridas no contexto de quarteirão, ou seja, estes edifícios não foram pensados individualmente, mas sim como parte de um todo tipificado, promovendo o enquadramento de cada edifício na rua onde estava localizado. Assim o edifício pombalino pode ser dividido nos três grupos seguintes [4]:

- O embasamento, nomeadamente o piso térreo onde era realizado atividades de comércio, constituído por uma estrutura de pedra com grande espessura e um pé-direito elevado;
- Os pisos destinados a habitação, sendo estes três pisos elevados, onde se destaca o primeiro piso que é também conhecido como andar nobre, difere dos outros por apresentar janelas de sacada invés de janelas de peito;
- Por fim, o coroamento constituído pelo telhado e pelas águas furtadas, aproveitadas devido à existência de mansardas.

As paredes da fachada têm elementos de madeira a partir do primeiro piso e são consideradas as mais simples devido à ausência dos elementos diagonais. Apesar da sua simplicidade, esta estrutura é de grande importância, uma vez que assegura a ligação das paredes frontais e das paredes interiores com o sistema da gaiola, às paredes da fachada.

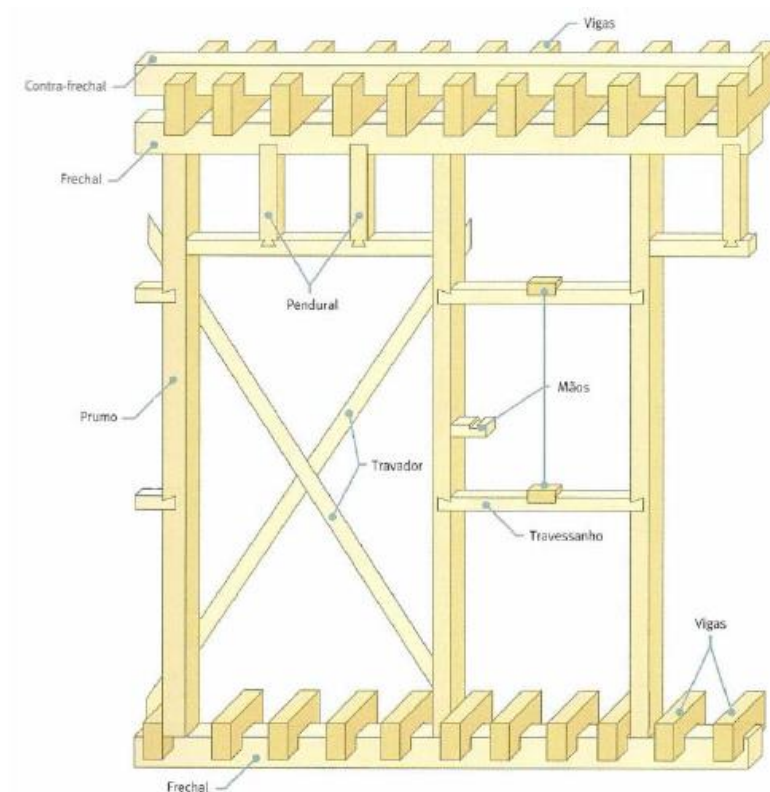


Figura 2.9 Estrutura de madeira nas paredes exteriores. [7]

Estas estruturas de madeira são constituídas pelos seguintes elementos:

- Vigas de pavimento, que assentavam nas vigas de frechal, e sendo a sua ligação realizada através de ranhuras esculpidas na face inferior da viga, encaixando no frechal. Em cima das vigas de pavimento eram fixas as tábuas do soalho;
- Verga, em que a sua principal função é ligar dois elementos verticais consecutivos quando era criada uma abertura na fachada;
- Travessanho, que são elementos horizontais de madeira que ligam todos os elementos verticais entre si e impede deslocamentos laterais;
- Mãos (Figura 2.10), são elementos de madeira ligados aos travessanhos, embebidos a 1/3 da parede da fachada, assegurando assim a ligação da estrutura exterior com a estrutura interior;
- Prumo, elementos verticais de madeira;

- Frechal e contra-frechal, são responsáveis pela ligação de todos os elementos verticais com os elementos horizontais, concretamente, as vigas do pavimento;
- Pendural, é um elemento de madeira vertical que faz a ligação do frechal com a verga. O objetivo deste elemento é limitar a flexão da verga.

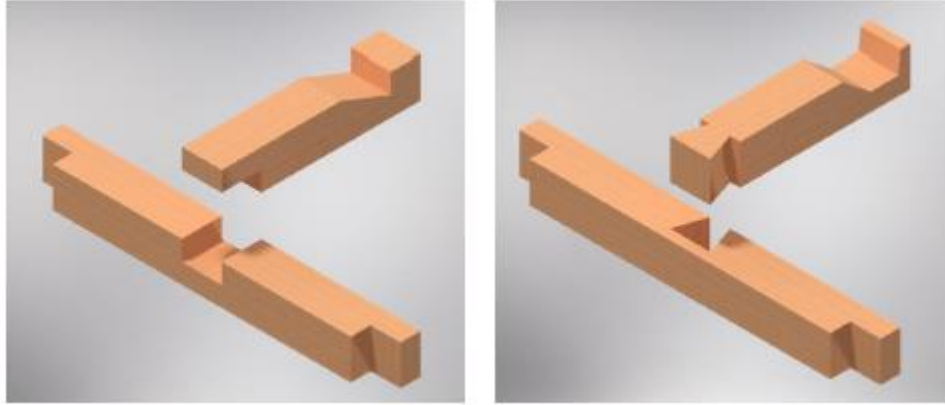


Figura 2.10 Exemplos do elemento mãos [9].

2.6 PAREDES INTERIORES

Um dos elementos mais reconhecidos no que toca ao edifício pombalino são as paredes interiores, normalmente, referidas como paredes frontais. Estas paredes apresentam no seu interior a estrutura de madeira que confere uma boa resistência estrutural em relação a cargas horizontais.

Os espaços vazios da parede frontal eram preenchidos com argamassa de cal, pequenas pedras e escombros do terramoto e, por fim, eram rebocadas e estocadas em ambas as faces, dando origem a paredes leves e ocas [4].

Na Figura 2.11 mostra-se o preenchimento duma parede frontal da gaiola pombalina. Em caso de sismo, estes



Figura 2.11 Parede de frontal com preenchimento.

preenchimentos são expelidos da parede deixando apenas a estrutura de madeira resistir aos esforços atuantes, dando algum tempo suplementar para a evacuação do edifício.

Refira-se que a gaiola conforme apresentada na secção 2.4, também apresenta continuidade vertical desde o seu arranque no primeiro piso até à cobertura do edifício. A continuidade é garantida pela solução apresentada na Figura 2.12, onde as vigas do pavimento tinham ligações esculpidas de forma a possibilitar o encaixe do chincharel que por sua vez encaixava no prumo. O chincharel é o elemento que servia como base para os elementos verticais dos pisos seguintes. [9]

2.7 PAREDES INTERIORES NÃO ESTRUTURAIS

Para além das paredes frontais existem também paredes que não contribuem para a resistência estrutural do edifício. Estas paredes servem de divisórias dos espaços interiores, e são denominadas de paredes de tabique ou costaneiras (Figura 2-13), sendo construídas após o soalho do pavimento estar assente. [4] As paredes de tabique não apresentam continuidade, nem alinhamento com os restantes pisos.

As paredes costaneiras apresentam uma configuração diferente em relação às paredes frontais, na medida em que não há presença de elementos verticais e horizontais alinhados. Em vez disso, a parede é constituída por tábuas de madeira, ou costaneiras, dispostas verticalmente e fixas a elementos diagonais, denominados de aspas. A moldura das aberturas é garantida por elementos verticais, prumos, ligadas entre si com um elemento horizontal.

Por fim, falta referir os elementos que fixam a parede ao resto da estrutura, nomeadamente, uma viga de madeira no topo e em baixo da parede e cuja fixação, aos elementos contínuos, era realizada através de pregos de ferro forjado.

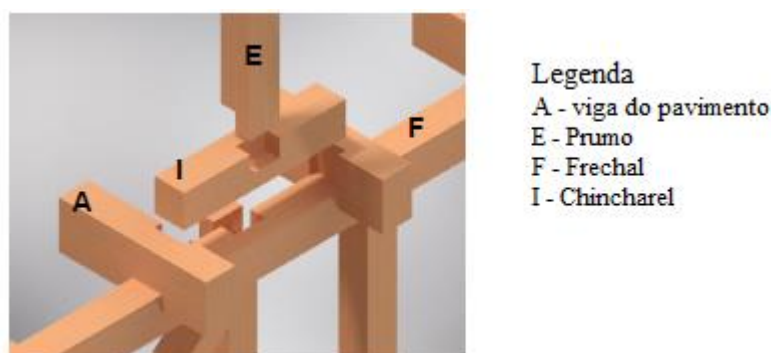


Figura 2.13 Ligação que assegura a continuidade dos elementos verticais de piso para piso. [9]

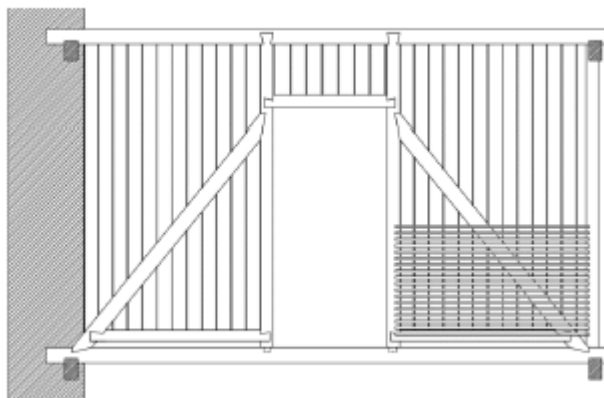


Figura 2.14 Representação de uma parede de tabique. [9]

2.8 PAVIMENTOS

As vigas do pavimento têm o papel crucial de ligar todos os elementos da estrutura anteriormente referidos, permitindo a distribuição das cargas laterais por toda a estrutura.

As vigas estão espaçadas entre si de 0,40 a 0,60 m [8] e são fixadas no topo do frechal através de encaixes esculpidos fixos com pregos. Para evitar movimentos laterais do pavimento eram utilizados elementos de

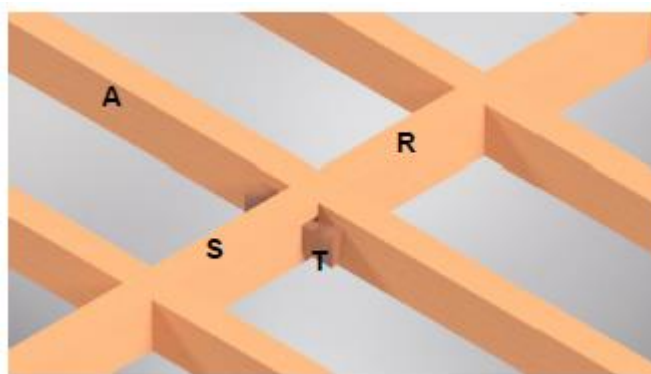


Figura 2.15 Representação esquemática das vigas do pavimento. A - Viga do pavimento; T - Tarugo; S - Tarugo de chaveta; T - Palmeta [9].

madeira referidos, como tarugos, e que eram colocados perpendicularmente entre duas vigas consecutivas. O alinhamento entre os tarugos era assegurado pelas palmetas que estavam inseridas numa abertura no tarugo (veja-se a Figura 2.15). No primeiro piso onde o pavimento assenta sob as abóbodas de alvenaria ou arcos de pedras, os movimentos laterais eram evitados pelos tijolos, colocados entre as vigas [8].

Outro pormenor importante de referir é a ligação das vigas às paredes da fachada. Esta ligação é de enorme importância uma vez que assegura a ligação da estrutura de madeira interior com as paredes exteriores. A ligação é assegurada através de dois elementos de ferro, nomeadamente, o ferrolho de esquadro ou o ferrolho em chaveta, como está ilustrado na Figura 2.16 [8].

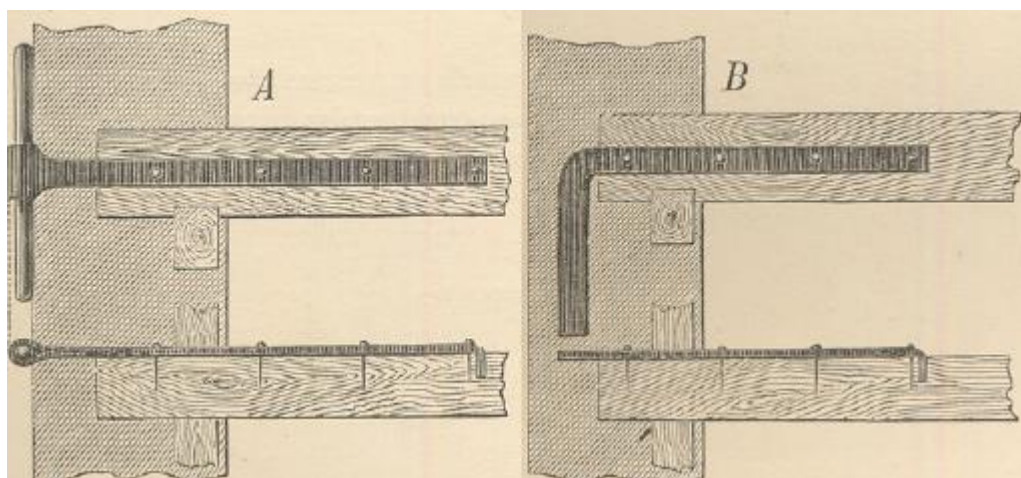


Figura 2.16 Tipos de ligação entre as vigas de pavimento e as paredes exteriores. A - ferrolho de chaveta; B - ferrolho de esquadro [8].

Assente, perpendicularmente, sob as vigas do pavimento, era colocado o típico pavimento português constituído por várias tábuas de soalho. As tábuas eram de pinho, distribuídos pelas vigas e pregados às mesmas. Dependendo da técnica seguida, a espessura do soalho variava entre 24 a 36 mm, com uma largura até 22 cm [8].

A ligação entre as tábuas de soalho variava consoante o tipo de uso para o qual um dado piso seria destinado. No caso de habitações mais nobres era comum encontrar ligações com melhor qualidade. O tipo de ligação utilizado nestes casos era junção à meia-madeira ou ligações do tipo macho-fêmeas. As restantes ligações com menos cuidado eram normalmente destinadas a áreas de armazenamento [9].

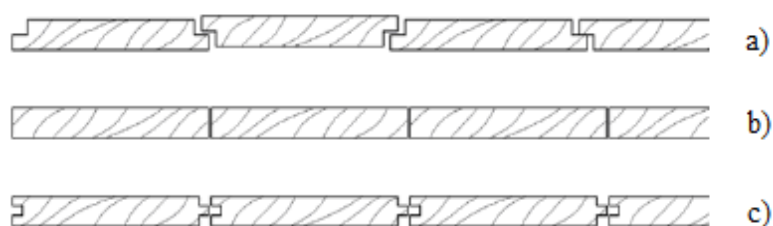


Figura 2.17 Soluções adotadas para o soalho. a) soalho a meio fio; b) soalho de junta; c) soalho macho-fêmea [4].

A aparência do pavimento depende da distribuição adotada para as tábuas de madeira. Diferentes configurações podiam dar uma aparência mais refinada ao pavimento. Assim existem diferentes designações para os pavimentos de madeira sendo estes: soalho à portuguesa ou soalho a meio-fio, soalho encabeirado, soalho espinhado, soalho espinhado, soalho à inglesa ou soalho de macho-fêmea e, por fim, *parquets*. O tipo de soalho que é mais comum encontrar nos edifícios pombalinos é o soalho à portuguesa, cuja configuração se ilustra na Figura 2.18.

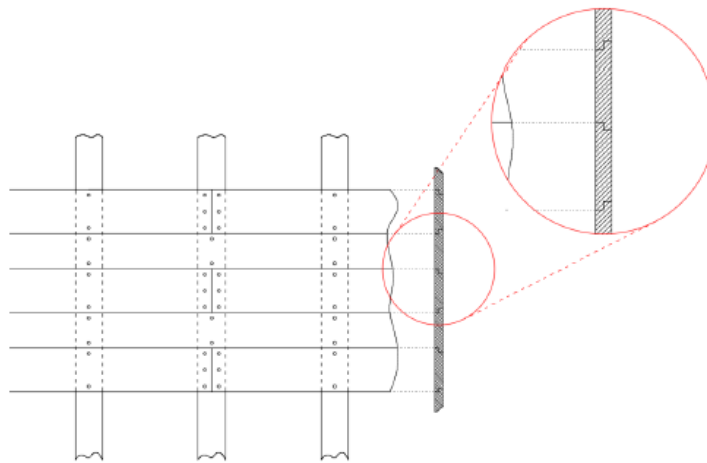


Figura 2.18 Representação do soalho à portuguesa [9].

2.9 TETOS

A cobrir as vigas do pavimento superior é comum encontrar tetos de madeira. O teto podia ser construído de forma semelhante ao pavimento, i.e, com as tábuas de madeira fixadas com pregos, ou, de forma semelhante às paredes, em que era aplicado estuque sobre os elementos de madeira fixadas nas vigas. Apesar de existirem acabamentos para os tetos esculpidos por carpinteiros, estes não são muito comuns, uma vez que estão associados aos edifícios mais nobres daquela época. Estes tipos de tetos são conhecidos como teto de artesãos ou teto de caixotões, em que todas as vigas de madeira eram expostas com o acabamento mais requintado [9].

Como foi referido anteriormente, os tetos podiam ser construídos de forma semelhante ao pavimento, conhecidos como forro de esteira. Contudo, as tábuas de madeira eram mais finas e distribuídas e pregadas com espaçamento entre elas. De seguida, eram colocadas outras tábuas de madeira nesses espaçamentos, sobrepondo assim as tábuas anteriormente colocadas [5]. Existem algumas variações entre edifícios com este tipo de solução, nomeadamente no tipo de acabamento que estava analogamente associada à escolha entre o soalho à portuguesa ou o soalho encabeirado.

Para além desta solução, era aplicado estuque quando se queria dar o mesmo aspeto que as paredes. Os elementos de madeira eram fixados às vigas com um espaçamento de 1cm.

2.10 COBERTURA

A cobertura do edifício pombalino é bastante semelhante entre edifícios, contudo há dois tipos distintos a mencionar: a mansarda e a cobertura triangular.

A cobertura de mansarda tinha como objetivo aproveitar o máximo de espaço possível na área de construção, mantendo um *design* simples e elegante de acordo com a fachada do edifício. Em comparação com as coberturas triangulares, o pé-direito da mansarda tende a ser maior. Os elementos verticais ligam o topo da cobertura às paredes estruturais do piso inferior de forma a suportar as cargas provenientes da cobertura. A Figura 2.19 ilustra um exemplo de uma cobertura de mansarda.

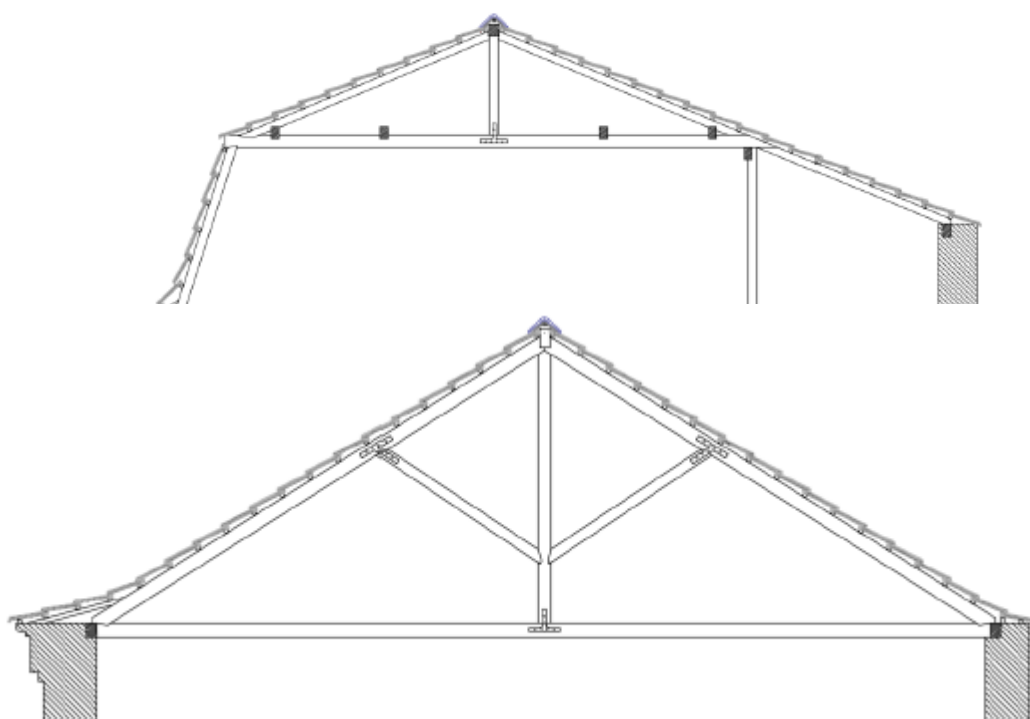


Figura 2.20 Exemplo de uma cobertura triangular[5].

O segundo tipo de cobertura utilizado nos edifícios pombalinos é a cobertura triangular (veja-se a Figura 2.20), tratando-se apenas de uma simples cobertura treliçada. Este tipo de solução não tinha a intenção de aproveitar o espaço interior. Porém, é possível encontrar janelas neste tipo de coberturas e o seu acesso é garantido através de elementos especiais entre os triângulos da cobertura. Normalmente, este tipo de cobertura é suportado pelas paredes exteriores.

Em ambos os casos, a ligação entre os elementos de madeira é realizada de forma semelhante à gaiola, i.e, através de encaixes esculpidos na madeira. Contudo na treliça eram adicionadas placas de aço/ferro, de forma a garantir uma ligação entre elementos mais duradouro.

O teto de ambas as coberturas era realizado através de guarda-pó, feito através de tábuas de fraca qualidade em comparação com os pisos inferiores.

2.11 EVOLUÇÃO AO LONGO DO TEMPO

Os edifícios pombalinos foram construídos há aproximadamente 250 anos e, por conseguinte, já sofreram alterações ao longo dos anos.

Uma das alterações mais comuns nestes edifícios é a demolição das paredes frontais, o que diminui a resistência sísmica da estrutura já que se introduz um corte na malha tridimensional da gaiola pombalina [4]. Hoje em dia, os edifícios apresentam uma configuração, por vezes, muito diferente do original, em que muitas características que davam a identidade a estes edifícios desapareceram, restando apenas as fachadas.

Estas alterações foram realizadas com o intuito de criar espaços mais amplos para uma nova função. As paredes de frontal foram substituídas por vigas de betão armado ou vigas metálicas. Estes elementos têm uma boa capacidade de suportar as cargas verticais e de as distribuir para os elementos adjacentes, mas a sua resistência às cargas laterais fica aquém daquela esperada para a estrutura original. A remoção das paredes frontais enfraquece o apoio das fachadas ficando mais vulneráveis a deslocamentos para fora do plano em caso de sismo. Com o intuito de se conseguir passar as redes de água e/ou gás, reduziram-se as secções das diagonais das paredes frontais que, apesar de não serem tão gravosas como as alterações referidas anteriormente, enfraquecem o desempenho estrutural da estrutura. Este tipo de alteração é difícil de detetar devido ao acabamento da parede. Algo semelhante é possível encontrar nas vigas do pavimento [4].

A fachada da estrutura também sofreu alterações ao longo do tempo. Uma das mais visíveis é o corte de arcos e nembos na alvenaria do piso térreo (veja-se Figura 2-21), para a abertura de montras ou aumento do espaço interior. A remoção destes elementos interrompe a continuidade dos elementos verticais para o piso térreo, o que apresenta um perigo uma vez que a estrutura fica sujeita à formação de mecanismo de rotura de corte na base, dando origem a colapsos repentinos.



Figura 2-20 Exemplo da remoção dos nembos no piso térreo.[4]

É ainda possível observar na Figura 2-21, o acrescento de pisos para além dos pisos que foram originalmente projetados para suportar o edifício. A adição de pisos à estrutura faz aumentar o peso próprio da estrutura, o que sobrecarrega as fundações e os elementos verticais com esforços não considerados inicialmente.



Figura 2-21 Diferença entre edifício com os pisos originais e com pisos acrescentados. [4]

Face ao conjunto de todas estas alterações introduzidas nestes edifícios ao longo do tempo, é expectável que estes apresentem agora um défice de resistência face à ação do sismo. Isto demonstra que, com o passar do tempo, a memória coletiva tende a esquecer certos eventos catastróficos devido a fatores económicos e sociais, fazendo com que certas medidas antissísmicas sejam descartadas a favor de tempo e dinheiro. É importante referir que muitos projetos de reabilitação atuais apresentam como objetivo principal a preservação da herança pombalina. Contudo, o único elemento preservado são as fachadas dos edifícios e não a gaiola pombalina, que é considerada como um ícone de construção em que se colocaram em prática um conjunto de medidas com preocupações antissísmicas na construção de edifícios.

3 COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO DE ALVENARIA

3.1 INTRODUÇÃO

O comportamento sísmico de um edifício é bastante complexo, uma vez que a resposta do edifício depende da combinação de vários elementos, desde as propriedades mecânicas e dinâmicas da estrutura resistente até à geometria e envoltório do edifício. Na sequência do sismo de 1775, os edifícios da baixa pombalina foram concebidos para resistir à ação sísmica, de forma a evitar uma catástrofe de igual dimensão. Nos edifícios pombalinos existem três elementos estruturais que têm uma contribuição relevante na eventualidade de um sismo: as paredes exteriores, os pavimentos e os frontais. A interação entre estes elementos é fundamental para o desempenho sísmico do edifício, tendo as ligações um papel fulcral nesse desempenho, pois são através delas que se faz a transmissão das cargas entre elementos, retardando, eventualmente, o colapso do edifício. De forma a conseguir obter uma resposta adequada do edifício face à ação sísmica, os mecanismos que se desenvolvem fora do plano das paredes devem ser impedidos, para isso é necessária uma boa ligação entre as paredes frontais e os pavimentos às paredes exteriores.

Nas secções seguintes serão abordados, separadamente, estes três elementos, paredes de alvenaria exteriores, paredes frontais e pavimentos, em relação aos seus mecanismos de rotura e técnicas de modelação.

3.2 ALVENARIAS

3.2.1 Mecanismo de rotura

Durante um sismo, as paredes de alvenaria estão sujeitas a esforços quer no plano, quer fora do plano. As paredes têm uma maior resistência e rigidez no seu plano, em contraste à resistência e rigidez fora do plano, uma vez que é segundo o seu plano que têm uma maior inércia. Como tal, é reconhecido na literatura que para obter um comportamento satisfatório face ao sismo, os mecanismos para fora do plano devem ser impedidos, devendo-se tirar o máximo proveito das características resistentes das paredes no seu plano [10]. Na Figura 3-1 ilustra-se a interação entre as paredes exterior.

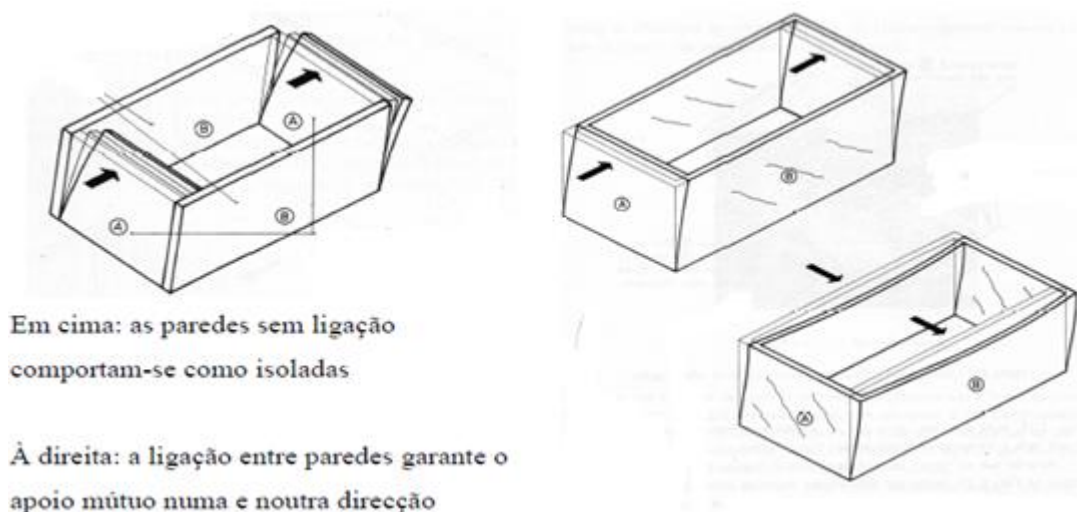


Figure 3.1 Comportamento das paredes consoante a ligação entre elas

Os mecanismos para fora do plano tendem a acontecer devido à falta de ligações com as paredes ortogonais e/ou comprimento excessivo sem elementos de apoio. De forma a evitar estes mecanismos é necessário assegurar uma boa ligação entre paredes ortogonais, inserir paredes resistentes transversais na direcção de maior dimensão e introduzir pavimentos rígidos com boas ligações às paredes exteriores [10].

Nos subcapítulos seguintes abordam-se os mecanismos que podem ocorrer no plano e fora do plano das paredes de alvenaria.

i) No plano da parede de alvenaria

A presença de aberturas em paredes de alvenaria condiciona de forma significativa o comportamento da parede no seu plano, uma vez que, nesta situação, a parede perde a sua continuidade. Assim o comportamento passa a ser limitado pelos nembos e lintéis, segmentos contínuos verticais e horizontais, respetivamente, resultante da presença das aberturas [10].

Em relação aos nembos, estes são caracterizados por três mecanismos de colapso [11]:

- A flexão composta (rocking), em que à medida que aumentam as forças ou deslocamentos horizontais, as juntas começam a fendilhar devido a esforços de tração enquanto a aresta oposta está sujeita a compressão. A rotura ocorre com o derrubamento e esmagamento da aresta comprimida (veja-se Figura 3.2a);
- A fendilhação diagonal, a qual é controlada pelo aparecimento da primeira fenda, uma vez que a capacidade resistente e rigidez da parede diminuem rapidamente após o aparecimento das primeiras fendas. A fenda pode seguir o caminho das juntas ou atravessar mesmo os tijolos, dependendo da resistência relativa entre todos os elementos da junta (veja-se Figura 3.2b);
- O deslizamento, o qual tende a ocorrer quando a parede apresenta baixos níveis de carga vertical ou coeficientes de atrito. É caracterizado pelo aparecimento de fendas nas juntas horizontais devido a cargas alternadas resultantes da ação sísmica (veja-se Figura 3.2c).

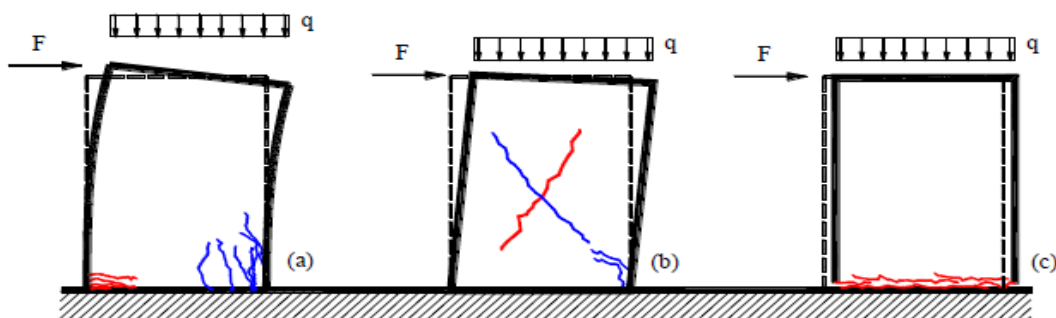


Figura 3.2 Mecanismos de rotura no plano da parede de alvenaria. a) Flexão composta; b) Fendilhação diagonal; c) Deslizamento [26].

No caso dos lintéis não ocorre o mecanismo de colapso devido ao deslizamento, uma vez que o esforço de corte é perpendicular à junta vertical. Os restantes mecanismos podem ocorrer com o seu eixo rodado 90° .

ii) Fora do plano da parede de alvenaria

O comportamento fora do plano de uma parede de alvenaria está associado à baixa rigidez e resistência uma vez que se encontra no eixo de menor inércia [10]. Num edifício, o aparecimento de mecanismos fora do plano tendem a acontecer devido à fraca qualidade das ligações entre paredes e/ou outros elementos interiores como pavimentos, cobertura e paredes interiores, bem como devido à esbelteza das paredes.

O mecanismo de rotura mais comum é o derrubamento da parede da fachada. Este tipo de mecanismo ocorre devido a ligações de má qualidade, uma vez que estas não estão preparadas para transmitir cargas horizontais. No entanto, consoante o número de paredes interiores e da natureza das ligações com a parede da fachada é possível ocorrerem diferentes tipos de derrubamento que serão descritos a seguir e que se encontram também ilustrados na Figura 3.3 [12].

Os diferentes mecanismos são:

- O mecanismo A, que corresponde ao derrubamento total da parede, assumindo que as ligações não resistem o suficiente para restringir os deslocamentos da parede;
- Os mecanismos B1 e B2 ocorrem, em vez do mecanismo A, quando as ligações presentes são suficientes para envolver as paredes transversais no derrubamento. Estes mecanismos são caracterizados com o desenvolvimento de fendas diagonais nas paredes transversais;
- O mecanismo C é o mais comum em edifício de esquina, ocorrendo o derrubamento do canto que faz esquina;
- O Mecanismo D está relacionado com o facto de as ligações não estarem igualmente distribuídas e as paredes envolventes não estarem ligadas. Este tipo de mecanismo pode ocorrer quando as soluções de reforço não estão distribuídas uniformemente pela fachada;
- O mecanismo E ocorre devido à presença de aberturas na fachada e é condicionado pela largura dos nimbos. Quando a largura dos nimbos é maior que a largura das aberturas, e estas estão

alinhadas verticalmente, pode ocorrer o colapso parcial da parede devido ao aparecimento de fendas verticais na fachada;

- O mecanismo F, denominado de arco vertical, ocorre quando a parede tende a fletir para fora do plano estando fixas no topo e na base da fachada;
- O mecanismo G, denominado de arco horizontal, é caracterizado por uma porção da parede central trapezoidal que se desloca para fora do plano da fachada.

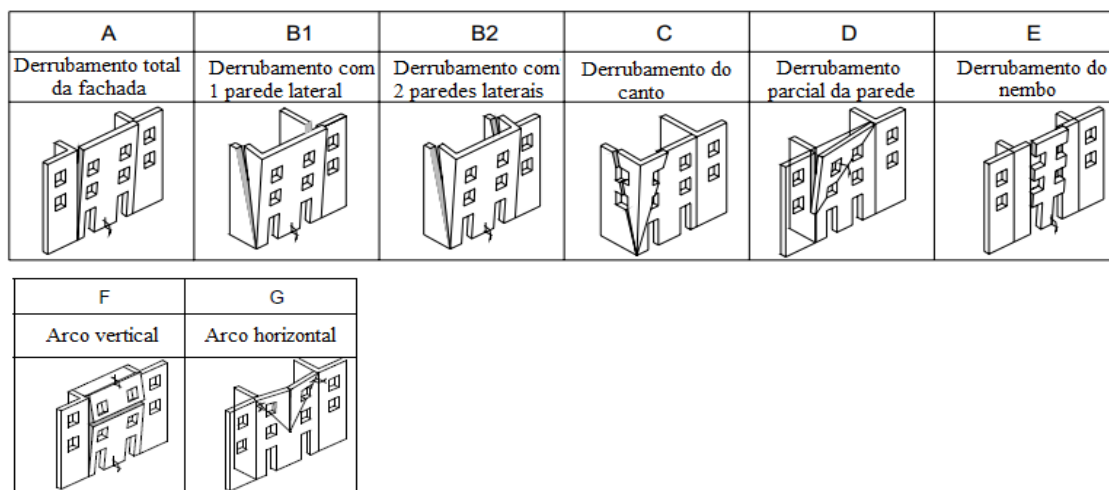


Figura 3.3 Mecanismos de colapso fora do plano. (Adaptado de [12])

3.2.2 Técnicas de modelação

As paredes de alvenaria podem ser modeladas com recurso à modelação por elementos finitos ou pelo método dos elementos discretos.

A modelação através de elementos discretos foi originalmente proposta, em 1971, por Cundall, na área da mecânica das rochas, pois a modelação de materiais como a alvenaria é semelhante às rochas em muitos aspetos [13]. Este tipo de modelação pode ser realizado tanto ao nível micro, como ao nível macro. No que toca à micro modelação, o contacto entre os diferentes elementos presentes é feito através de pontos de contacto, o que permite a análise de grandes deslocamentos, ao contrário da modelação de elementos finitos que considera uma interface na zona de contacto entre elementos. Apesar destas diferenças, a evolução destas técnicas tende a convergir, tendo surgido vários trabalhos apresentando uma modelação híbrida entre elementos finitos/discretos, como é possível ver nos trabalhos de Munjiza [14] ou de Barbosa [15].

Ao nível da macro modelação há que destacar o trabalho realizado por Casolo [16, 17] onde porções da parede de alvenaria são homogeneizadas, sendo o modelo composto por elementos rígidos e quadriláteros ligados entre si através de molas, cujas características se baseiam consoante as propriedades mecânicas dos materiais. Nesta abordagem é explorada a cinemática do corpo rígido e o elemento é considerado contínuo evitando assim as complexidades da homogeneização da estrutura total, nomeadamente a atribuição das propriedades elásticas e plásticas dos materiais.

A modelação com recurso a elementos finitos é uma das abordagens mais utilizadas na modelação de estruturas e pode ser realizada a nível micro, meso e macro. A diferença entre estes tipos de modelação reside no nível de detalhe em que o material é discriminado.

A modelação dos elementos finitos a nível micro consiste em reduzir a alvenaria aos seus componentes que a constituem, i.e, a unidade de alvenaria, a junta e o enchimento. Este nível de detalhe tem um grau de precisão elevado. No entanto, a análise é demorada e exige um elevado esforço computacional, o que torna esta opção pouco viável para o estudo do desempenho estrutural das paredes de alvenaria. Ainda assim, este tipo de modelação é recomendado quando se pretende obter informação sobre o comportamento de uma estrutura numa zona mais específica. O trabalho realizado por Costa [18] é exemplo disso em que o autor recorreu a uma modelação do tipo micro.

A modelação ao nível meso é algo semelhante à micro modelação. No entanto, omitem-se certos constituintes da parede de alvenaria, reduzindo assim drasticamente o tempo de cálculo sem perder grande precisão nos resultados numéricos finais. Um exemplo deste tipo de modelação é a consideração da junta e do enchimento como fazendo parte do mesmo material conforme foi adotado no trabalho realizado por Lourenço [19].

A opção mais considerada para a modelação de estruturas é a modelação ao nível macro com recursos a elementos finitos, uma vez que este tipo de modelação tende a ser mais rápida e simples. Neste tipo de modelação, os elementos são todos simulados como um único material homogéneo sendo para isso necessário conhecer as relações entre as extensões e as tensões médias da alvenaria.

Existem vários métodos de macro modelação e que têm sido utilizados ao longo do tempo por diversos autores cujas análises têm ajudado no dimensionamento e avaliação do comportamento sísmico de estruturas de alvenaria. De seguida, apresentam-se dois métodos bastante reconhecidos na literatura, nomeadamente o método POR e o método de SAM (Simplified Analysis Masonry).

a) Método POR

O método POR foi originalmente proposto por Tomazevic em 1978 [20] e é caracterizado pela sua simplicidade, tendo resultado da experiência adquirida pela observação dos danos causados pelos sismos em edifícios de alvenaria [21].

Este método baseia-se num “mecanismo de piso”, cujas hipóteses iniciais são [21]:

- A parede de alvenaria é constituída por nembos ligados a lintéis rígidos e infinitamente resistentes, admitindo colapso dos nembos por corte diagonal;
- As ações horizontais são repartidas a cada piso através dos nembos, proporcionalmente à sua rigidez elástica;
- Os esforços normais aplicados a cada nembo são independentes das ações horizontais;
- A verificação de segurança é verificada piso a piso, ocorrendo a rotura no nembo menos robusto;
- A lei constitutiva dos materiais é considerada elástica-perfeitamente plástica.

Este método tem uma limitação evidente, uma vez que apenas considera o colapso dos nembos por corte diagonal (Figura 3.4) devido às fachadas dos edifícios observadas para a idealização deste método, serem constituídos por nembos pouco esbeltos e lintéis significativamente mais rígidos. Esta limitação foi resolvida posteriormente por Tomazevic e Turnsek em 1982 [21] ao considerarem, para além do mecanismo de colapso por corte diagonal, o mecanismo de colapso da alvenaria por flexão composta.



Figura 3.4 - Rotura dos nembos através de corte diagonal de um edifício de alvenaria [21].

O cálculo da capacidade resistente de um edifício com este método é realizado através da soma das respostas bilineares de nembos iguais (Figura 3.5).

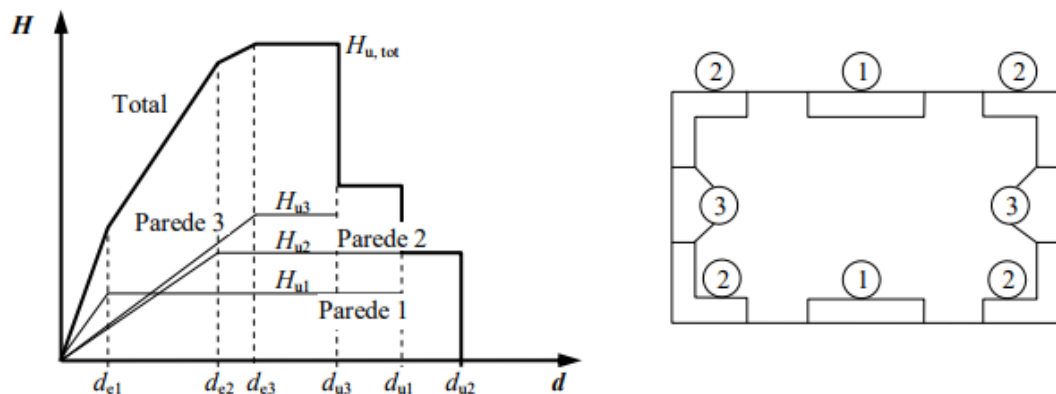


Figura 3.5 - Princípio de cálculo do método POR para cada piso. [21]

Na sequência de sucessivos sismos com um elevado grau de destruição ocorridos em Itália levou a comunidade científica a melhorar o método POR [21], daí resultando: o método TREMURI desenvolvido por Gambarotta e Lagomarsino [22], e o método SAM, e Magenes e Fontana Della [23]. Estes dois métodos têm como base a definição de um pórtico equivalente onde os nembos e os lintéis estão ligados através de zonas rígidas.

Na Figura 3.6 estão representadas as várias formas de definir o pórtico equivalente para a mesma fachada de alvenaria. As Figura 3.6a) e 3.6b) mostram, respetivamente, as discretizações típicas do pórtico através dos métodos TREMURI e SAM, enquanto a Figura 3.6c) mostra a discretização do pórtico através do método POR e na qual os lintéis são considerados rígidos. A Figura 3.6d) mostra a discretização do pórtico equivalente, considerando nula a contribuição dos lintéis na resposta da fachada [22].

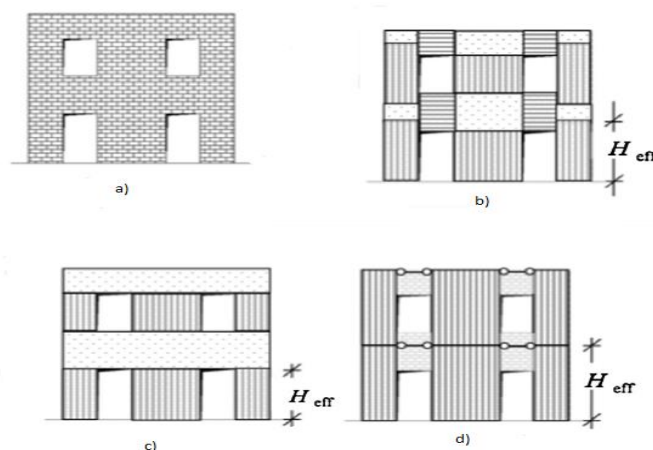


Figura 3.6 - Definição do pórtico equivalente: a) fachada de alvenaria b) método SAM c) método POR d) sem a consideração dos lintéis [22]

b) Simplified Analysis Masonry (SAM)

O método SAM (Simplified Analysis Masonry) foi desenvolvido em 1996 por Magenes e Calvi e melhorado posteriormente por Magenes e Della Fontana [22] para permitir a análise estática não-linear.

No método SAM, as paredes de alvenaria são modeladas através da definição de um pórtico equivalente onde os nembos estão ligados aos lintéis através de nós rígidos.

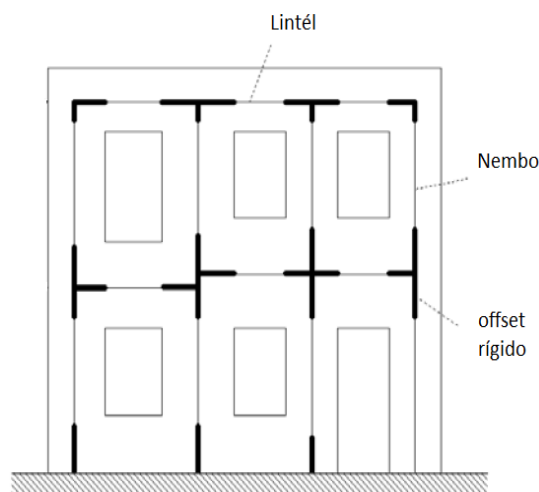


Figura 3.7 - Pórtico equivalente de uma parede de alvenaria. (Adaptado [23]).

De seguida descreve-se como se define as capacidades resistentes dos nembos e dos lintéis.

Nembos

A altura da parte deformável do nembo, denominada de altura efetiva (H_{eff}), é baseada no trabalho realizado por Dolce [23], para ter em conta uma forma aproximada da deformabilidade da parede de alvenaria. A

fendilhação segue uma linha inclinada, segundo um ângulo de 30°, desde a abertura até à extremidade do nembo. Na Figura 3.8 apresentam-se as considerações geométricas a ter em conta.

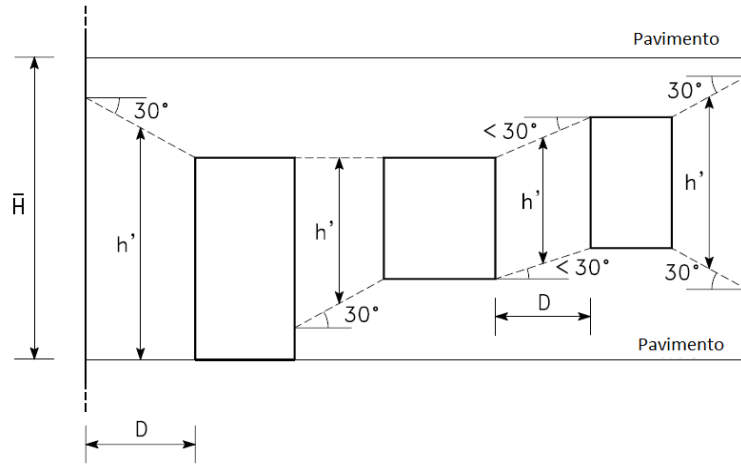


Figura 3.8 - Definição da altura efetiva segundo Dolce. (Adaptado [23])

A altura efetiva dos nembos é obtida a partir da seguinte expressão:

$$H_{eff} = h' + \frac{1}{3} \cdot D \cdot \frac{(H-h')}{h'} \quad (1)$$

onde H_{eff} é a altura efectiva do nembo; h' é a altura resultante das considerações geométricas; H é a altura do piso; D é a largura do nembo.

A capacidade resistente dos nembos, no plano, tem em conta os três mecanismos de colapso descritos no subcapítulo 3.2.1, e pode ser quantificada através dos esforços resistentes. Assim, a capacidade resistente do nembo em flexão composta segue o modelo apresentado abaixo na Figura 3.9.

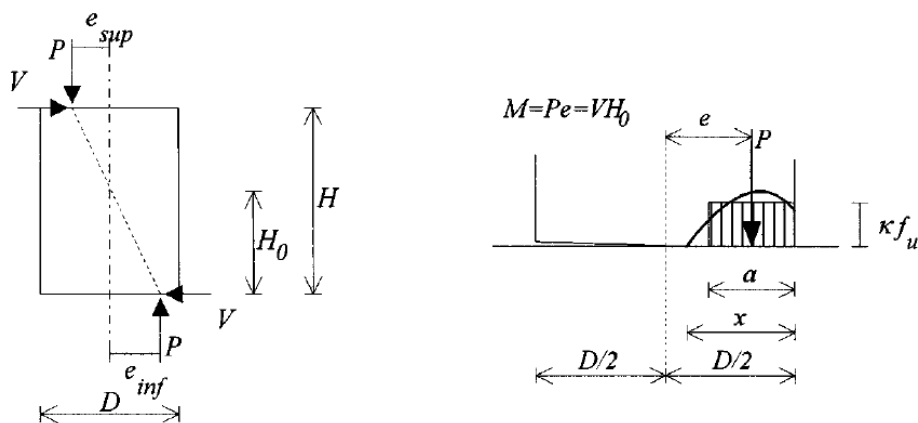


Figura 3.9 - Modelo de cálculo devido à flexão composta. [23]

Com base neste modelo, podem-se estabelecer as seguintes expressões para a capacidade resistente em relação à fendilhação diagonal [23]:

$$V_{rd} = \frac{f_{tu} \cdot D \cdot t}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{tu}}} \quad (2)$$

onde f_{tu} é a tensão de tração da alvenaria (não confundir com a das juntas); b é um parâmetro que depende da razão H/D do nembo; no qual $b = 1$ para $\frac{H}{D} \leq 1$; $b = H/D$ para $1 < H/D < 1,5$; $b = 1,5$ para $H/D \geq 1,5$; D é a largura do nembo; t é a espessura do nembo; σ_0 é a tensão média normal de compressão.

Para o momento resistente [23]:

$$M_{rd} = \frac{\sigma_0 D^2 \cdot t}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{k f_d}\right) \quad (3)$$

onde f_d tensão de compressão máxima e k é um fator de distribuição das tensões normais de um retângulo (0,85)

Em relação à rotura por deslizamento, adota-se o critério de rotura de Mohr-Coulomb definido de acordo com: [23]

$$\tau_u = c + \mu \sigma_v \quad (4)$$

onde c é a coesão; μ é o coeficiente de atrito; e τ_u – é a tensão média de corte na secção.

$$V_{rd} = DT\tau_u = Dt(c + \mu \sigma_v) = Dt \left(c + \mu \frac{P}{Dt} \right) \quad (5)$$

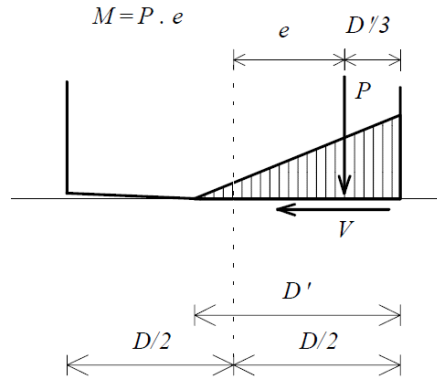


Figura 3.10 - Modelo de cálculo devido ao deslizamento. [23]

Após a ocorrência da fendilhação devido à flexão do nembo, o esforço resistente associado ao deslizamento provém da zona que ainda não está fendilhada. Assim, considerando de novo o critério de Coulomb, mas definido desta vez para um comprimento efetivo (D') que representa a zona não fendilhada do nembo é determinada de acordo com:

$$D' = BD = 3 \left(\frac{1}{2} - \frac{V}{P} \alpha_v \right) D = 3 \left(\frac{1}{2} - \frac{V H_0}{P D} \right) D \quad (6)$$

Logo o esforço resistente devido ao deslizamento:

$$V_{rd} = BDt \left(c + \mu \frac{P}{Dt} \right) = BDt \left(c + \mu \frac{\sigma_v}{B} \right) = Dt \left(\frac{1,5c + \mu \sigma_v}{1 + 3 \frac{c \alpha_v}{\sigma_v}} \right) \quad (7)$$

onde α_v é um fator de corte definido por:

$$\alpha_v = \frac{M}{VD} = \frac{H_0}{D} = \frac{\psi' H}{D} \quad (8)$$

em que

$$M = Pe = VH_0 \quad (9)$$

$\psi' = 1$ no caso de o nembo estar fixo numa extremidade e livre de rodar na outra, e $\psi' = 0,5$ se o nembo for fixo em ambas as extremidades.

Na Figura 3.11, apresenta-se o comportamento elástico-plástico assumido para o nembo, quer para a flexão quer para o corte.

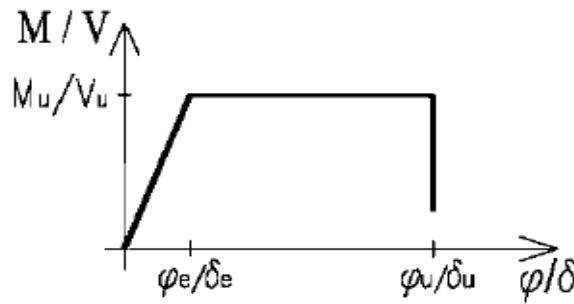


Figura 3.11 - Comportamento elástico - plástico de flexão e corte do nembo. [24]

De forma a determinar todos os parâmetros necessários para definir a curva representada na Figura 3-11, o esforço resistente de corte $V_u = 0,9V_{rd}$ [23] e o momento resistente vem $M_u = M_{rd}$ que foram anteriormente definidos nas expressões (2) e (3), respetivamente. Com base em [24], o deslocamento ultimo, δ_u , e a rotação

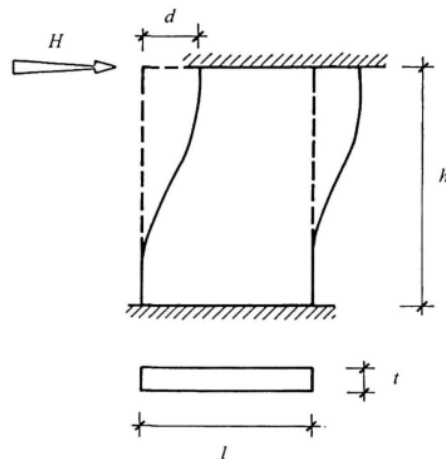


Figura 3.12 - Deformada de uma parede sujeita a uma carga horizontal H.

última, θ_u , são assumidos como 0,4% da altura efetiva e 0,8% da altura efetiva, respetivamente. Para determinar o deslocamento elástico δ_e e a rotação elástica θ_e do nembo, primeiro é preciso determinar a sua rigidez. Admitindo que o nembo está fixo nas duas extremidades, como se mostra na Figura 3.12.

Assim a rigidez elástica do nembo é dado por:

$$K_{el} = \frac{1}{\frac{h^3}{12EI} + \frac{kh}{AG}} \quad (10)$$

onde H é a altura da parede; $I = \frac{tl^3}{12}$ é a inércia da secção transversal; E é o módulo de elasticidade da alvenaria; $A = tl$ é a área da secção transversal; G é o módulo de corte da alvenaria; K 1,2 é um coeficiente de corte para uma secção transversal.

Assumindo apenas a zona deformável do nembo, a rigidez elástica pode ser reescrita sob a forma:

$$K_{el} = \frac{1}{\frac{H_{eff}^3}{12EI} + \frac{kH_{eff}}{AG}} \quad (11)$$

Uma vez determinada a rigidez elástica do nembo, o deslocamento elástico é dado por:

$$\delta_{el} = \frac{Vu}{K_{el}} \quad (12)$$

Com base no modelo de cálculo apresentado na Figura 3.13, a rotação elástica do nembo θ_{el} é:

$$\theta_{el} = \frac{\delta_{el}}{H_{eff}} \quad (13)$$

Com todos os parâmetros determinados, torna-se agora possível definir a curva de comportamento elástico-plástico do nembo sob a ação horizontal (Figura 3-11).

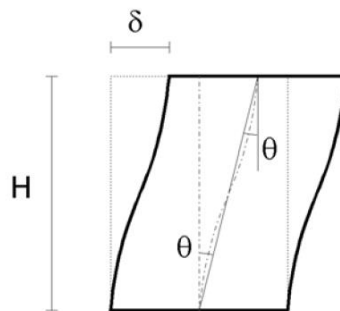


Figura 3.13 - Modelo para determinar a rotação elástica. [3]

É possível aplicar o método SAM num contexto 3D, denominado de SAM3D, em que a modelação das paredes segue a mesma metodologia descrita anteriormente, contudo são adicionadas duas rótulas plásticas adicionais

na base e no topo do nembro de forma a capturar a rotação dos nembos para fora do plano. Estas rótulas são calculadas da mesma forma, com a exceção da rotação última, θ_u , que passa a ser definida como 1,2% da altura efetiva do nembro [25].

Lintéis

No que toca aos lintéis, a zona deformável corresponde ao comprimento das aberturas (caso estejam alinhadas ao longo da altura (Figura 3.14 a)). Em caso de não existir um alinhamento, a zona deformável é definida através de uma linha reta, desde a extremidade de uma abertura à outra extremidade conforme se mostra na Figura 3.14 b).

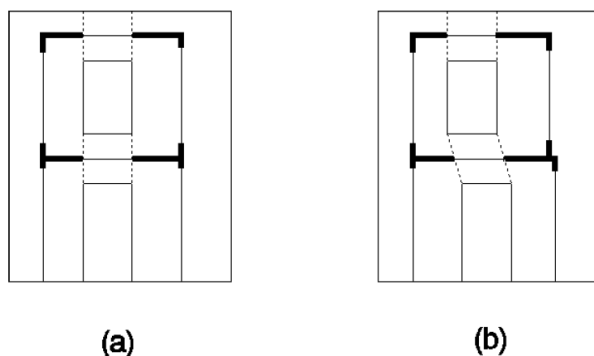


Figura 3.14 - Definição da zona deformável do lintel a) com aberturas alinhadas; b) com aberturas desalinhadas. [23]

Os lintéis têm um comportamento semelhante ao dos nembos com a diferença que o eixo é horizontal, com os mesmos mecanismos de rotura. No entanto, não há a ocorrência de rotura por deslizamento uma vez que as juntas da alvenaria são perpendiculares [22]. A Figura 3-15 mostra o funcionamento dos lintéis, nos quais se desenvolvem esforços de corte (Figura 3.15 a) e que apenas os nembos vão resistir (Figura 3.15 b). As resistências à flexão e ao corte são aumentadas devido a compressão introduzida nos lintéis através dos elementos horizontais que se vão opor aos mecanismos de rotura dos lintéis (Figura 3.15 c). Logo, os mecanismos presentes nos lintéis são: a) compressão excessiva da biela de compressão e b) rotura por tração diagonal (corte) ao qual se deve aos esforços de corte nas extremidades dos lintéis [22].

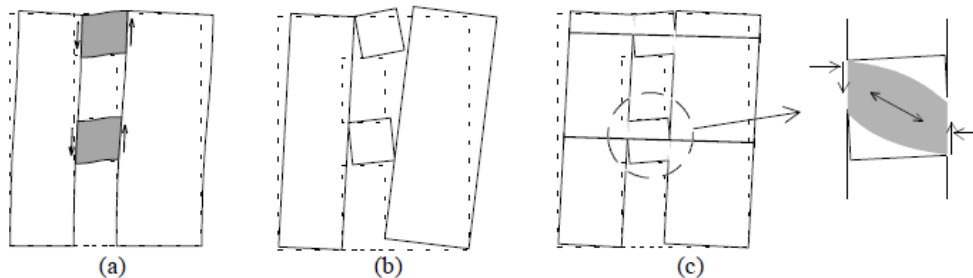


Figura 3.15 - Mecanismos de rotura dos lintéis. [23]

O esforço transversal resistente dos lintéis é dado por:

$$V_{rd} = Dtc \quad (15)$$

onde c é a coesão das juntas de argamassa da alvenaria.; t é a espessura do lintél e D a largura do lintél.

Para os lintéis podem ser considerados dois tipos de comportamento: frágil ou dúctil (conforme ilustrada na Figura 3.16), em que V_u provém do esforço transversal resistente definido na expressão (2) e em que $\alpha = 0,2$. O comportamento dúctil dos lintéis é um comportamento análogo ao dos nembos, sendo considerada como conservativa a suposição que os lintéis têm um comportamento frágil.

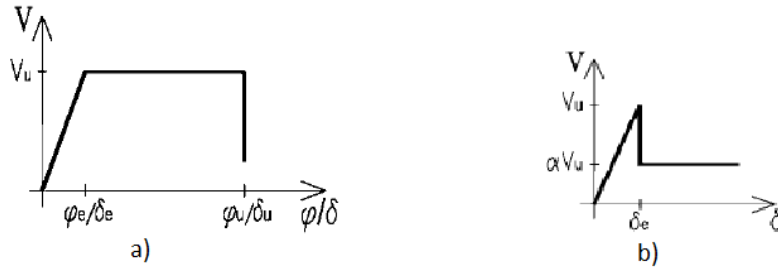


Figura 3.16 - Comportamento dos lintéis a) dúctil e b) frágil. [24]

c) Método proposto por B. Pantò [26]

Este método é baseado na modelação de uma parede de alvenaria através de macro-elementos de elementos discretos de forma a capturar o comportamento não-linear da alvenaria no plano. O macro-elemento é constituído por um quadrilátero rotulado com bordos rígidos e duas molas não-lineares (doravante este elemento será referido como painel), e por um elemento de interface constituído por molas transversais e por uma mola deslizante, todas não lineares, que permitem a ligação do painel a outros elementos, como outros painéis, ou a suportes externos [27].

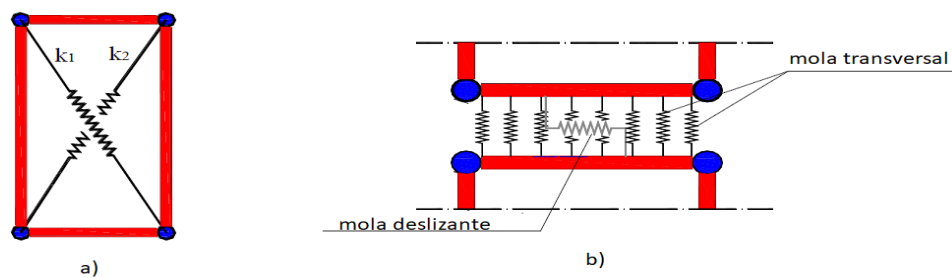


Figura 3.17 a) Representação de um painel; b) Elemento de interface (Adaptado de [26]).

Como foi anteriormente referido, uma parede de alvenaria é caracterizada pelos seguintes mecanismos de rotura: rotura por flexão, rotura por corte diagonal e rotura por deslizamento. Estes mecanismos são controlados pelas molas não-lineares introduzidas na modelação do painel e no elemento de interface (entre painéis). A rotura por flexão é controlada pelas molas transversais presentes no elemento de interface que irão simular a deformabilidade axial e a flexão do painel de alvenaria, e assim, representar o mecanismo de rotura

correspondente. (Figura 3.18 a). A rotura por corte diagonal é controlada pelas molas diagonais presentes no painel que têm como objetivo captar a resposta não-linear do painel ao corte (Figura 3.18 b). A rotura por deslizamento é controlada pela mola deslizante presente no elemento de interface (Figura 3.18 c) [27]. Estes mecanismos todos e a interação que provoca nas molas pode ser observado na Figura 3.18.

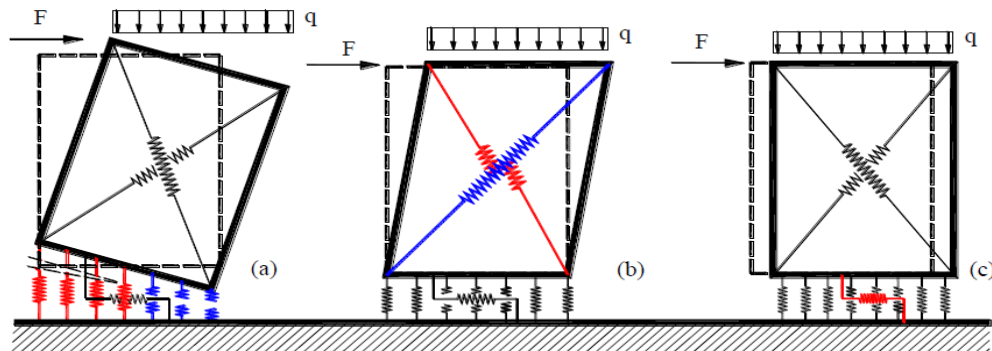


Figura 3.18 Mecanismos de colapso de uma parede de alvenaria simulado pelo macro-elemento descrito: a) rotura por flexão; b) rotura por corte diagonal; c) rotura por deslizamento (Adaptado [26]).

Um painel representa apenas uma porção de uma parede de alvenaria, assim, uma parede inteira é constituída por vários conjuntos de painéis ligados entre si, sendo possível refinar a malha de painéis de forma a obter uma resposta mais detalhada. Na Figura 3.19 é ilustrado uma parede de alvenaria exemplificando a forma de aplicar o macro-elemento, dividindo a parede em diversas porções geométricas compatíveis com um painel.

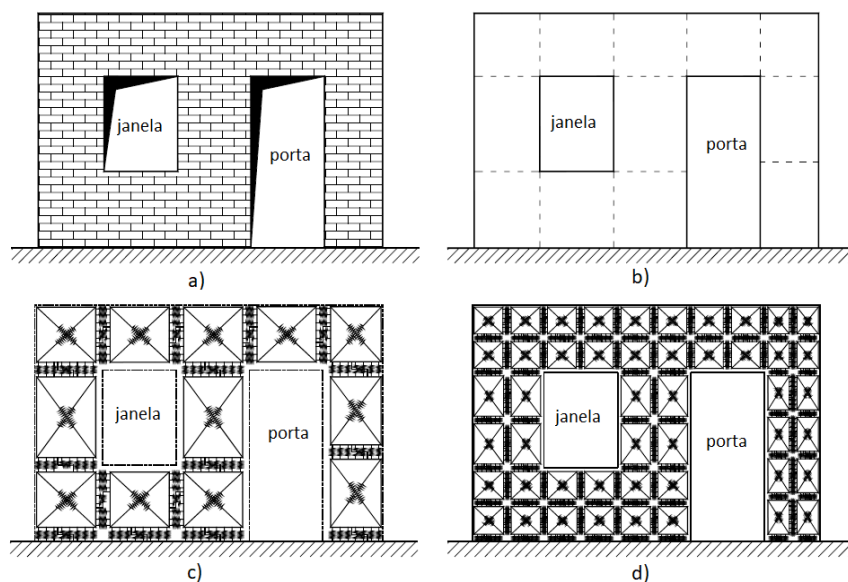


Figura 3.19 Exemplo de aplicação do macro-elemento: a) parede de alvenaria; b) divisão da parede em secções compatíveis; c) aplicação do macro-modelo; d) refinamento da malha em quatro macro-elementos por painel de alvenaria (Adaptado [27]).

Os graus de liberdade da parede de alvenaria estão associados com a cinemática dos painéis, em que cada painel tem três graus de liberdade de corpo rígido, mais um grau de liberdade relacionado com a deformabilidade do painel. Como os componentes *Lagrangianos* escolhidos são os quatro deslocamentos, cada um ligado a um lado

rígido do painel na própria direção (veja-se a Figura 3.20), bem como as forças nodais. Sendo n o número de painéis, os graus de liberdade correspondentes a uma parede de alvenaria é $4n$ [27].

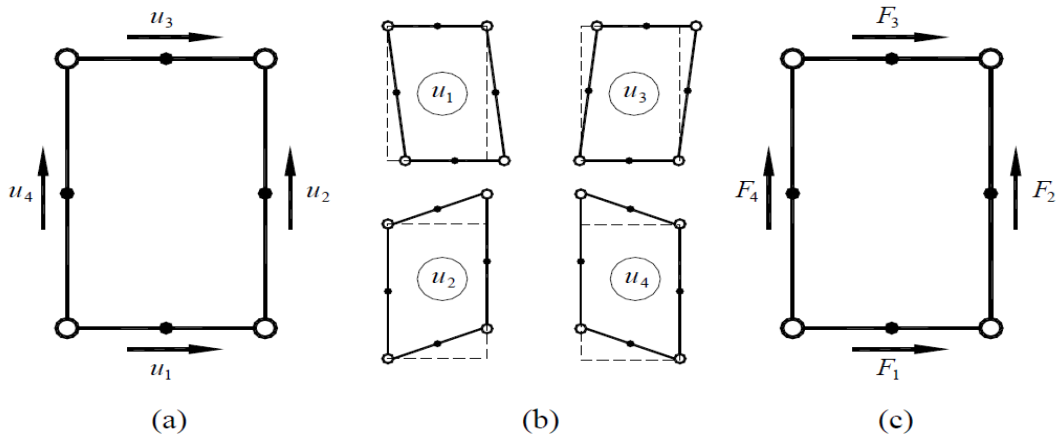


Figura 3.20 a) Parâmetros Lagrangianos selecionados; b) configurações deformadas correspondentes ao grau de liberdade associado; c) forças duais correspondentes aos parâmetros Lagrangianos

A interface, que serve de ligação entre dois elementos, é constituída por quatro vértices. Na interface são definidos dois nós, i e j , que na verdade pertencem a dois vértices diferentes ligados pela interface. Assim, na posição inicial, os dois vértices correspondentes a cada nó encontram-se na mesma posição, mas com as solicitações terão deslocamento diferentes, cada um associado ao painel a que está ligado. É de notar que a interface é um elemento sem espessura. Para uma maior clareza relativamente ao elemento de interface, a Figura 3.21 mostra o elemento de interface com uma espessura infinitesimal [26].

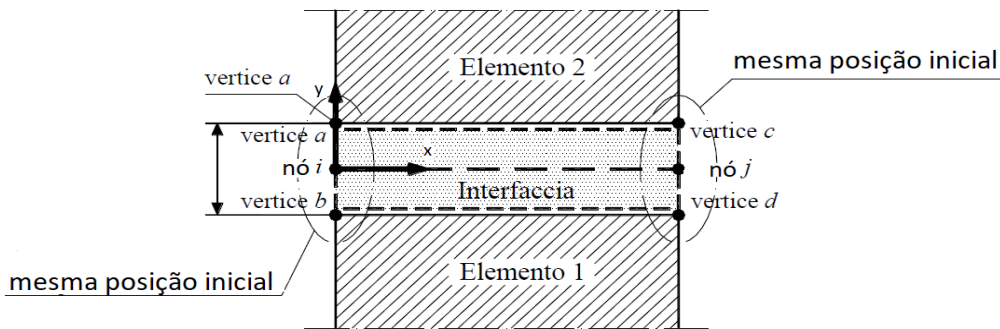


Figura 3.21 Elemento de interface que liga dois painéis (Adaptado [26])

As deformações na interface estão associadas ao deslocamento entre os painéis, logo, não é necessário escolher parâmetros *Lagrangianos*. Assim, os graus de liberdade presentes na interface são seis, i.e. três graus de liberdade por cada painel (veja-se Figura 3.22) [26].

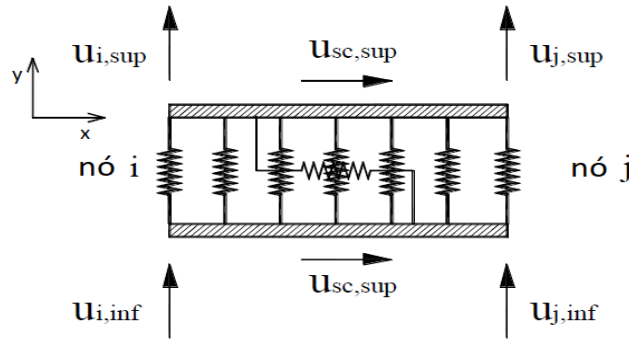


Figura 3.22 Graus de liberdade no elemento de interface [26]

Como foi anteriormente referido, o modelo é capaz de simular os mecanismos de colapso da alvenaria. Contudo, a obtenção da resposta correta está dependente da definição dos parâmetros que definem as molas não-lineares, sendo estes baseados em ensaios experimentais, testes *in situ* ou a partir do conhecimento de características de outras estruturas semelhantes [27]. Uma vez que a alvenaria é considerada homogênea, sem diferenciar os seus constituintes, nomeadamente, tijolo ou pedra e as juntas de argamassa, a calibração é baseada na equivalência mecânica entre o modelo discreto e o modelo contínuo através de leis constitutivas. Estas leis estarão presentes nas molas não-lineares consoante o comportamento mecânico que se pretende simular. A calibração para cada mecanismo de rotura será descrita de seguida [26].

Calibração das molas transversais

O mecanismo de rotura de flexão é controlado pelas molas transversais que fazem a ligação entre os painéis ou ligações externas, onde é necessário descrever a deformabilidade de cada painel. Por conseguinte, vão ser necessárias duas molas dispostas em série e, conforme está ilustrado na Figura 3.23, para modelar a ligação entre painéis na direção transversal. A rigidez de cada mola é obtida aplicando uma equivalência mecânica da rigidez axial da parede de alvenaria que está sob uma área de influência da mola. A área de influência da mola é dada pelo espaçamento entre duas molas consecutivas (λ) e meia dimensão do painel na direção perpendicular à interface $L/2$. [27]

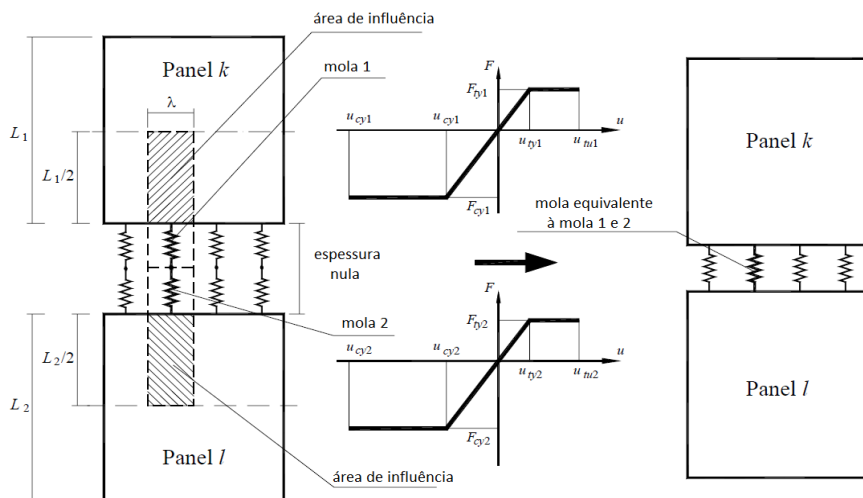


Figura 3.23 Calibração das molas transversais. (Adaptado [27]).

Em relação a uma mola, as características mecânicas são dadas por:

$$K_p = 2 \frac{E\lambda s}{L} \quad (16)$$

$$F_{cy} = s\lambda\sigma_c \quad (17)$$

$$F_{ty} = s\lambda\sigma_t \quad (18)$$

$$u_{cu} = \frac{L}{2} \varepsilon_{cu} \quad (19)$$

$$u_{tu} = \frac{L}{2} \varepsilon_{tu} \quad (20)$$

onde E é o Módulo de Elasticidade; σ_c é a resistência à compressão; σ_t é a resistência à tração; ε_{cu} é a extensão última de compressão; ε_{tu} é a extensão última de tração; L é a dimensão na direção ortogonal à interface; s é a espessura da alvenaria; λ é o espaçamento entre duas molas consecutivas.

Uma vez caracterizada cada uma das molas é necessário combinar as duas molas em apenas uma mola não-linear. A rigidez equivalente de duas molas em série é dada por:

$$K = \frac{K_{p1} \cdot K_{p2}}{K_{p1} + K_{p2}} \quad (21)$$

A força de cedência da mola equivalente é igual ao mínimo das forças de cedências das duas molas em série. O deslocamento último da mola equivalente à compressão e tração é obtido através da soma do deslocamento último da mola que está em cedência e o deslocamento obtido pela mola que ainda se encontra em regime elástico [27], respetivamente:

$$U_{cu} = \frac{L}{2} \cdot \varepsilon_{cu}^F + \frac{F_{cy}}{K^F} \quad (22)$$

$$U_{tu} = \frac{L}{2} \cdot \varepsilon_{tu}^F + \frac{F_{ty}}{K^F} \quad (23)$$

onde ε_{cu}^F é a extensão última de compressão da mola que está em cedência; ε_{tu}^F é a extensão última de tração da mola que está em cedência; K^F é a rigidez da mola que ainda se encontra em regime elástico; F_{cy} é o mínimo da força de cedência de tração entre as duas molas; F_{ty} é o mínimo da força de cedência de compressão entre as duas molas.

Calibração das molas deslizantes

O mecanismo de rotura por deslizamento é controlado por uma mola deslizante, cuja lei constitutiva é rígido-plástica, segundo o critério de rotura definido de acordo com a superfície de rotura de Mohr-Coulomb, uma vez que o livre deslizamento da parede é apenas impedido por fricção [26].

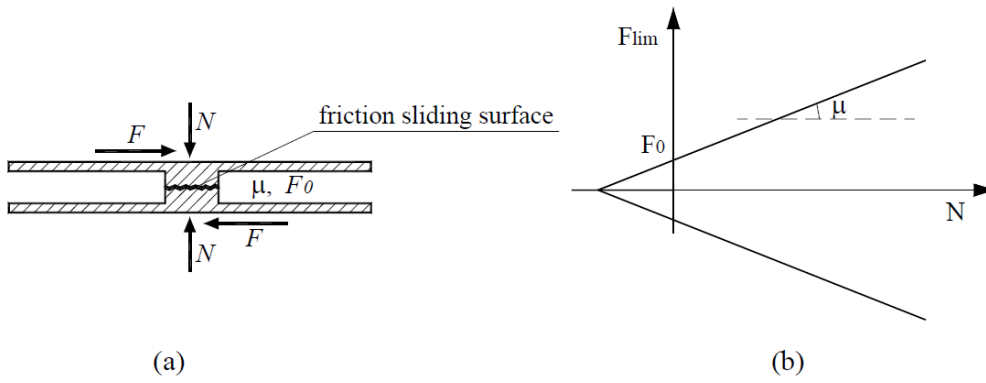


Figura 3.24 a) modelo do comportamento de deslizamento da interface; b) superfície de cedência de Mohr-Coulomb [27].

O deslizamento ocorre quando a mola chega à força limite [28], em que o limite de rotura é uma função linear resultante do esforço normal atuante na interface com o coeficiente de atrito mais a coesão, que é dado por:

$$F_{lim} = (c + \mu \cdot \sigma_m) \cdot A_0 \quad (24)$$

onde c é a coesão da ligação; μ é o coeficiente de atrito; σ_m é a tensão de compressão média na interface; A_0 é a área de contacto entre dois painéis (Figura 3.25).

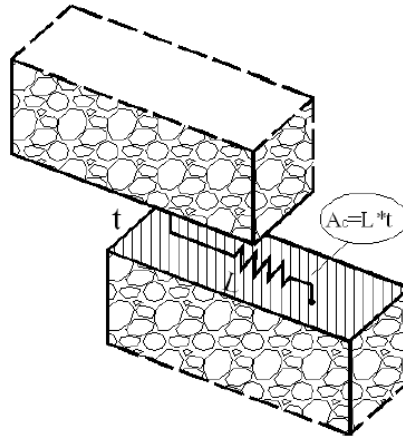


Figura 3.25 Área de contacto entre dois painéis. [26]

Calibração das molas diagonais

As molas diagonais presentes no painel têm como objetivo simular o mecanismo de colapso por corte diagonal. A lei constitutiva para prever este mecanismo é elasto-plástica, onde o limite de rotura depende do esforço normal médio presente no painel.

Na modelação destes painéis é possível adotar vários tipos de critérios de rotura, entre eles, o critério de rotura de Mohr-Coulomb que está presente no Eurocódigo 6 [29], no qual a resistência ao corte [28] está definida como sendo:

$$f_v = f_{v0} + \mu_c \sigma_n \quad (25)$$

onde f_{v0} é a resistência ao corte sem carregamento; μ_c é o coeficiente de atrito; e σ_n é a tensão de compressão.

Este critério é utilizado para a determinação da força limite que governa o deslizamento, no entanto, os valores da coesão e do coeficiente de atrito não tendem a coincidir e, neste macro-modelo, os dois fenômenos são controlados isoladamente [28].

Outra alternativa que é possível adotar é o critério de rotura de Turnsek e Cacovic [30] que é definido por:

$$f_v = \frac{f_t}{b} \sqrt{\frac{\sigma_0}{f_t} + 1} \quad (26)$$

onde f_t é a resistência a tração da alvenaria; σ_0 é a tensão de compressão devido ao carregamento vertical; b é um parâmetro geométrico, igualmente descrito no capítulo 3.2.2.

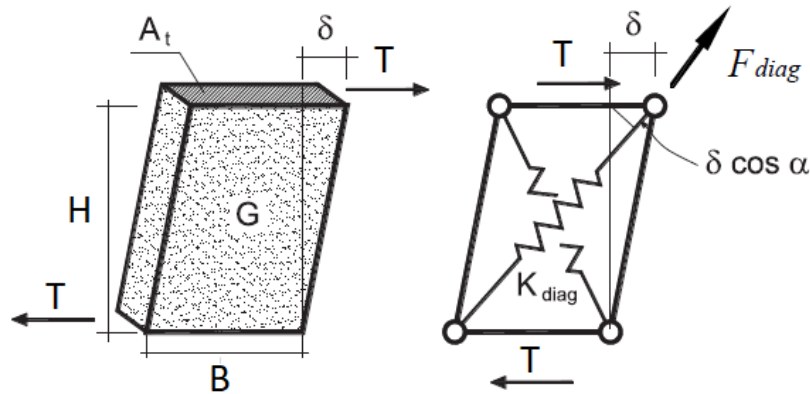


Figura 3.26 Modelo contínuo e modelo discreto (Adaptado [28]).

O critério de Turnsek e Cacovic [30] é definido em tensão pelo que é necessário converter para força, ou seja, $T = f_v \cdot A_c$, onde A_c é a área transversal. A calibração das molas diagonais é obtida considerando uma equivalência entre o painel (modelo discreto) e a porção de alvenaria que representa como sendo homogênea (modelo contínuo) [28]. O deslocamento no modelo contínuo é dado por:

$$\delta = \frac{T}{G \cdot A_c} \cdot H \quad (27)$$

enquanto que no macro-elemento é dado por:

$$\delta = \frac{T}{2 \cos^2(\alpha) K_{diag}} \quad (28)$$

onde G é o módulo de distorção da alvenaria; H é a altura do painel; K_{diag} é a rigidez elástica da mola; α é igual ao $\arctan(H/B)$, em que B é o comprimento do painel.

Igualando as duas expressões anteriores (27) e (28), a rigidez elástica da mola é dada por:

$$K_{diag} = \frac{G \cdot A_t}{2 H \cos^2(\alpha)} \quad (29)$$

A força da mola é dada por $F_m = K \cdot \Delta_m$, onde $\Delta_m = \delta \cos(\alpha)$. Substituindo na expressão (28) obtém-se então:

$$F_m = \frac{T}{2 \cos(\alpha)} \quad (30)$$

O deslocamento último da mola é obtido utilizando o critério proposto por Magenes e Calvi [22], em que o deslocamento último está associado a um valor específico da deformação angular, nomeadamente:

$$\gamma_{ultimo} = \frac{\delta_{ultimo}}{H} = 0,53\% \quad (31)$$

Massa da alvenaria

Neste método, a massa da alvenaria é considerada concentrada nos vértices do macro-elemento (Figura 3.27), para o efeito essa massa concentrada é calculada considerando a área de influência de cada vértice e multiplicando-a pela massa da alvenaria do painel [26].

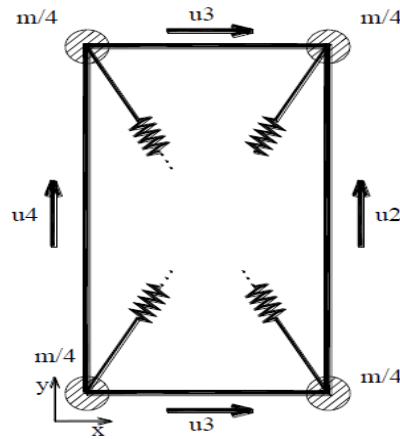


Figura 3.27 Discretização da massa no comportamento da alvenaria no plano [26].

Transposição do método para 3D

O macro-elemento descrito na secção anterior pode ser transposto para o espaço tridimensional. Com esta possibilidade, este método transforma-se numa ferramenta poderosa na previsão do comportamento global do edifício uma vez que é capaz de descrever não só o comportamento no plano, mas também o comportamento fora-do-plano. Para isso, são consideradas molas não-lineares e graus de liberdade adicionais [26].

Como parâmetros *lagrangeanos*, para além dos 4 deslocamentos ao longo de cada lado do painel, é considerada a translação para fora do plano, assim como, as rotações em torno dos eixos x e y . A cinemática deste macro-elemento é constituída por 7 graus de liberdade [26].

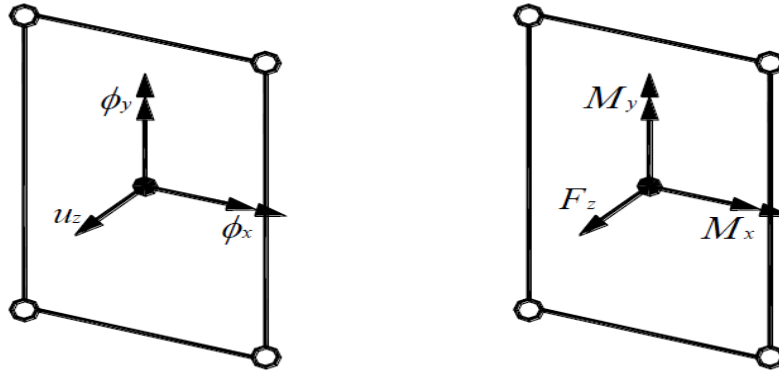


Figure 3.28 Graus de liberdade e forças duais fora-do-plano [26].

Como foi referido anteriormente, são adicionadas molas não-lineares adicionais na zona da interface. Estas zonas de interface servem para simular o comportamento mecânico fora-do-plano, nomeadamente a flexão e o deslizamento. Em relação à flexão, a interface é dividida na direção longitudinal e transversal (Figura 3.29). Com esta divisão, é possível simular o mecanismo de colapso do primeiro modo, nomeadamente o derrubamento total da parede de alvenaria ou o derrubamento da parede com uma charneira intermédia, conforme se ilustrado na Figura 3.30 [26].

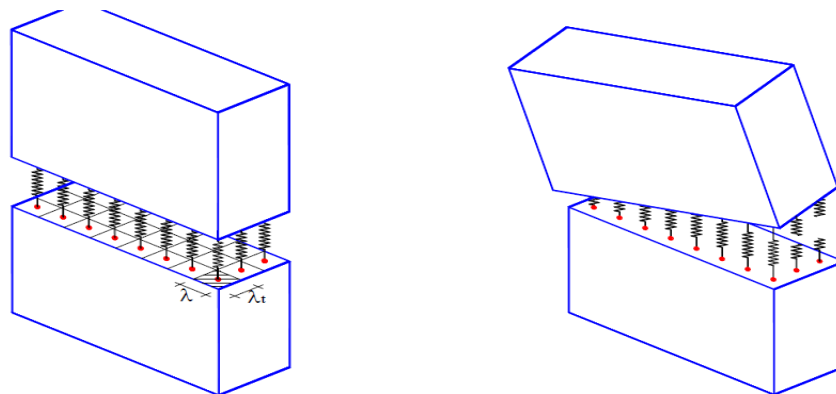


Figura 3.29 Divisão da interface de ligação e painel sujeito a deformações fora-do-plano [26].

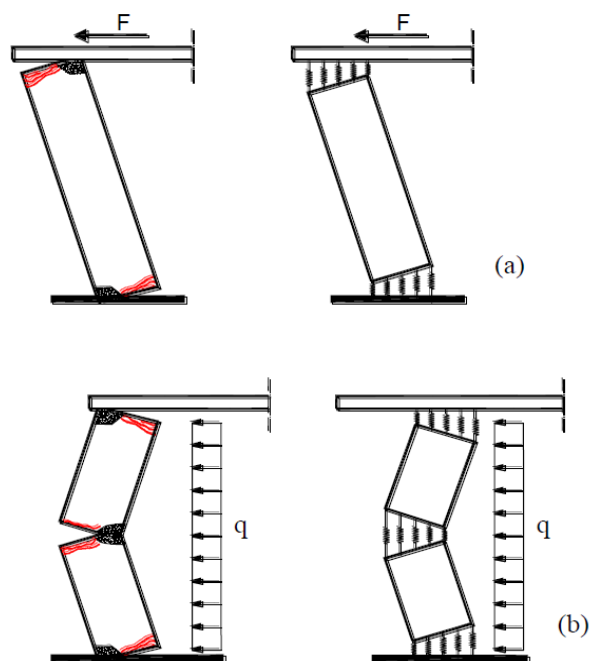


Figura 3.30 a) Derrubamento total da parede; b) Derrubamento com dobradiça intermédia [26].

Ainda no elemento de interface, são adicionadas outras duas molas deslizantes de forma a simular o deslizamento para fora-do-plano, assim como, a torção relativa ao eixo ortogonal à interface. Estas molas estão posicionadas a $L/4$ da extremidade da interface (Figura 3.31) [26].

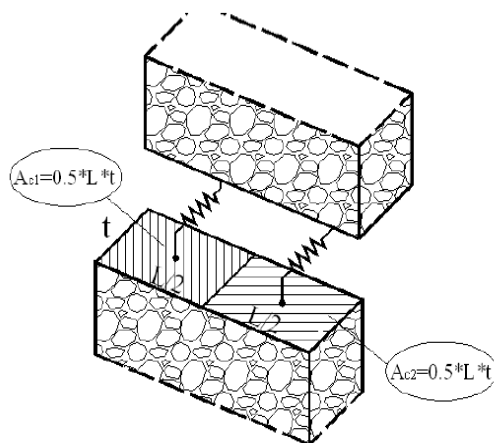


Figura 3.31 Posicionamento das molas e respetivas áreas de influência [26].

Tendo em contas estes elementos adicionais, relativas à modelação em 2D, o comportamento tridimensional da interface é descrito pelos diagramas apresentados na Figura 3.32, com os comportamentos de flexão e deslizamento representados separadamente apenas por conveniência. Na mesma figura estão representados os graus de liberdade dos painéis associados a cada um deles, painel superior e painel inferior [26].

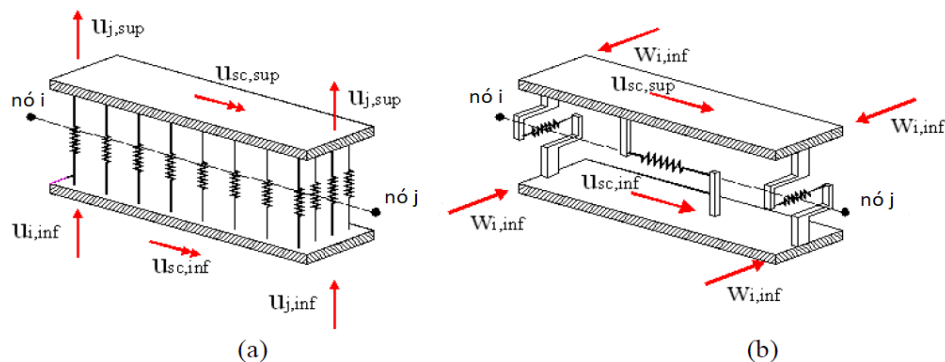


Figura 3.32 Modelo mecânico equivalente e parâmetros lagrangeanos na interface de ligação tridimensional; a) comportamento de flexão; b) comportamento deslizante. [26]

Também aqui é necessário considerar a massa do painel para analisar o seu desempenho para fora-do-plano. Como o painel é caracterizado por um movimento de corpo rígido, é possível concentrar toda a sua massa num ponto correspondente ao centro de gravidade do painel (Figura 3.33) [26].

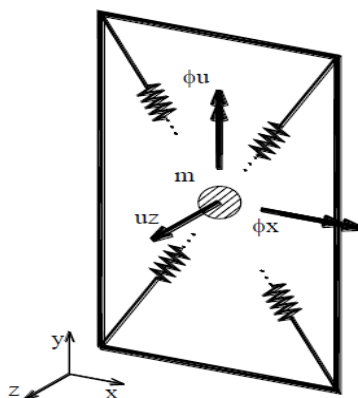


Figura 3.33 Discretização da massa no comportamento da alvenaria para fora-do-plano. [26]

3.3 PAREDES FRONTAIS

3.3.1 Estado de arte

Em 1997 foram realizados no LNEC, por Pompeu Santos [3], ensaios a três paredes frontais (provetes G1, G2 e G3) retiradas de um edifício pombalino que foi sujeito a adaptações. Os ensaios consistiram na aplicação de uma força horizontal, em ciclos alternados, no topo da parede fixa ao pavimento do laboratório. Destes ensaios resultaram as curvas de histerese (Figura 3-34) para as paredes do tipo frontal, onde é possível observar a dissipação de energia que este tipo de estrutura oferece quando sujeita a uma ação horizontal cíclica.

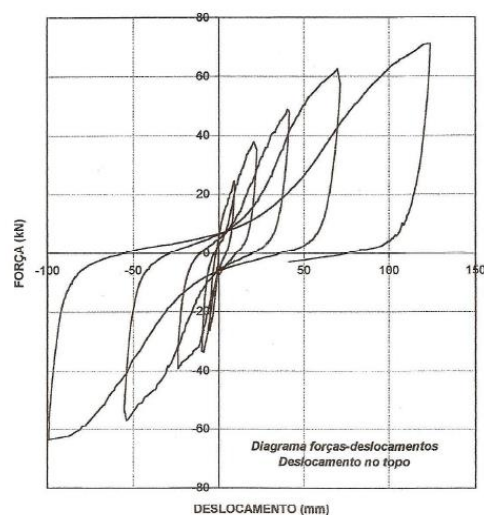


Figura 3.34 Diagrama força-deslocamento do provete G2. [3]

Com base nestes resultados experimentais, Cardoso [31] desenvolveu um modelo elástico linear para caracterizar as paredes frontais. Os resultados do modelo foram comparados com os resultados experimentais realizados no LNEC [3], podendo-se, concluir que as diagonais do modelo não suportam esforços de tração, i.e., resistem apenas a esforços de compressão.

Mais tarde, foi realizado um outro estudo dos edifícios pombalinos no IST por Meireles [32], onde foram ensaiadas três paredes frontais construídas de raiz, seguindo as técnicas utilizadas na altura da construção deste tipo de estruturas. Os resultados experimentais destas paredes vão em linha com os obtidos por Pompeu [32]. Meireles [32] desenvolveu ainda um método analítico para prever o comportamento das paredes frontais, que será descrito mais adiante.

Gonçalves [1] ensaiou quatro paredes frontais com o intuito de perceber a contribuição do preenchimento da parede frontal para a resistência destas estruturas. Assim, foram construídas duas paredes frontais com preenchimento e duas paredes frontais sem preenchimento que serviram de referência. Com base nos resultados obtidos nestes ensaios, Gonçalves [1] chegou à conclusão que o enchimento confere uma maior rigidez à estrutura e que impede a encurvadura das diagonais para fora do plano. No entanto, o enchimento não contribui para a resistência da parede em regime pós-elástico.

Os ensaios realizados por diferentes autores têm como referência os ensaios realizados por Pompeu [3], uma vez que o material utilizado para a construção dos provetes é semelhante e todos os elementos de madeira estão ligados através de ligações junção à meia-madeira. Estes ensaios servem essencialmente para compreender o comportamento deste tipo de paredes e calibrar os modelos numéricos ou analíticos desenvolvidos por diversos autores.

Em termos numéricos, Kappos [33] desenvolveu um modelo, utilizando o *software* ANSYS, onde não considera o enchimento, uma vez que este não contribui para a resistência em regime pós-elástico e o foco é o comportamento não linear dos elementos de madeira. O autor [33] desenvolveu um procedimento que reproduz numericamente a resposta dos ensaios realizados por Meireles [32]. Para obter a resposta numérica das paredes

foram estudadas primeiro as características dos materiais. A plasticidade da alvenaria foi considerada apesar de esta ter apresentado um comportamento frágil e simulada macroscopicamente plástica com cedência, endurecimento e rotura.

Com o intuito de simplificar a modelação global de um edifício pombalino, Nunes [9] propôs um modelo mais simples para obter a resposta das paredes frontais através de análises *pushover*. Este método será explicado com mais detalhe posteriormente.

3.3.2 Mecanismos de colapso das paredes frontais

Uma parede frontal é constituída por alvenaria de enchimento e madeira. O enchimento confere à estrutura uma maior rigidez, uma vez que confina os elementos de madeira impedindo a encurvadura das diagonais para fora do plano. Nos ensaios experimentais realizados por Meireles [32] foi possível observar dois tipos de mecanismos de rotura neste tipo de paredes. Na fase inicial dos ensaios, a resistência da parede provém das ligações entre os diferentes elementos de madeira na base do painel. Mais concretamente ocorre um movimento de corpo rígido denominado de efeito de *rocking* da parede. Este efeito representa o movimento de corpo rígido da parede onde ocorre a rotação da base da estrutura. Isto faz com que ocorram dois tipos de movimentos na ligação prumo-travessanho, um em que os nós têm um deslocamento ascendente e que causa esforços de corte nos pregos que asseguram a ligação e outro em que os nós desenvolvem deslocamentos descendentes dando origem a esforços de compressão sobre o prumo.

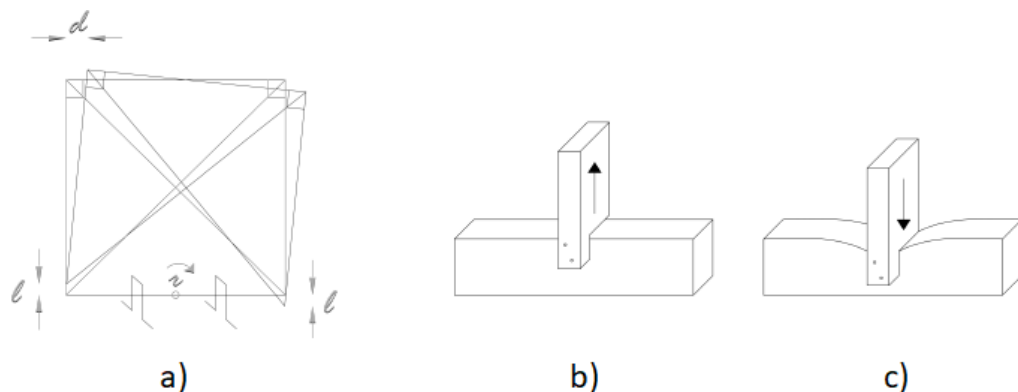


Figura 3.35 a) Mecanismo equivalente ao efeito de rocking da parede; b) movimento ascendente resultante; c) movimento descendente resultante (Adaptado de [32]).

Com o aumento das forças horizontais, o enchimento começa a desacoplar da madeira, passando esta a contribuir para a resistência da estrutura. Quando isto acontece, deixa de haver confinamento, o que quer dizer que as diagonais são os únicos elementos que impedem os deslocamentos horizontais e a encurvadura fora do plano possam acontecer. A encurvadura ocorre na zona onde há o cruzamento das duas diagonais (veja-se a Figura 3.36). A ligação entre as diagonais é feita através de uma ligação do tipo junção à meia-madeira, em que o encaixe nem sempre é perfeito e há espaços para pequenos deslocamentos. Ao ocorrer a encurvadura das diagonais o painel colapsa.



Figura 3.36 Encurvadura e rutura da diagonal [32].

Em suma, as paredes frontais apresentam dois tipos de fenómenos locais antes do seu colapso global: o primeiro está relacionado com a perda da ligação entre o enchimento de alvenaria e a estrutura de madeira e o segundo está associado com o facto de a madeira passar a ser o único elemento estrutural.

3.3.3 Modelação das paredes frontais

Nas subsecções seguintes serão descritas duas técnicas para modelar as paredes de frontal.

a) Modelação realizada por Meireles

Antes de aplicar o método mais simplificado por Nunes [9], é necessário seguir a modelação feita por Meireles [32] de forma a obter a rigidez inicial. Pelo que se descreve, primeiro, o método analítico de Meireles [32], seguindo-se a descrição do método proposto por Nunes [9].

No modelo proposto por Meireles [32], a autora considerou que a parede frontal apresenta uma fase elástica antes de ocorrer a separação entre a alvenaria e a madeira, sendo razoável assumir também uma análise elástica para a previsão da rigidez da parede frontal [9].

Neste sentido, a autora recorreu ao *software* SAP2000, para simular as estruturas ensaiadas no LNEC [3]. Contudo, a modelação efetuada continha algumas simplificações baseadas no conhecimento dos ensaios previamente realizados e já aqui mencionados antes. No modelo a madeira é representada por elementos do tipo “*frame*” e a alvenaria por elementos do tipo “*shell*”. A modelação numérica das paredes frontais teve ainda por base as seguintes simplificações:

- Todas as ligações entre os elementos “*frame*” foram consideradas rotuladas;
- As diagonais apenas resistem a esforços de compressão e, para obter esse efeito uma das diagonais não está ligada ao nó;
- *Rigid links* foram utilizados de forma a ligar os elementos “*shell*” aos elementos “*frame*” simulando a espessura das diagonais;
- As molas foram consideradas como apoios para simular o efeito de *rocking* da parede, tendo-se assumido uma rigidez das molas $K = 15000 \text{ kN/m}$. [9]

A Figura 3.37 apresenta o modelo de uma parede frontal, em SAP2000, adotado por Meireles [32] e em que H corresponde à força horizontal aplicada à parede, V1, V2 e V3 são as forças verticais aplicadas à

parede, de modo a simular uma parede do primeiro piso que suporta três pisos superiores. A carga foi estimada em 30kN/m correspondendo a $V1 = V3 = 19,2$ kN e $V2 = 38,4$ kN. Na Figura 3.37 representa-se a preto os elementos do tipo “frame” (madeira), a vermelho os *rigid links* e a verde a área dos elementos do tipo “shell” (alvenaria).

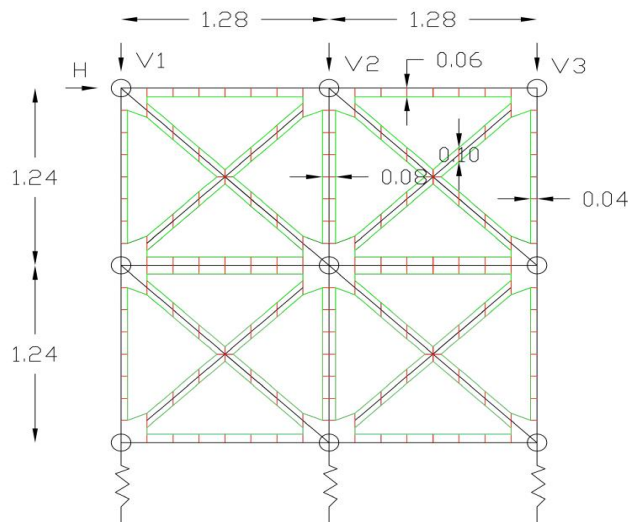


Figura 3.37 Modelo adotado para estimar a rigidez inicial. [32]

As propriedades mecânicas consideradas para a madeira têm como base a norma NP – 4305 [34], nomeadamente a espécie *Pinho Bravo*, a mesma que foi utilizada nos ensaios realizados por Pompeu [3]. Em relação à alvenaria é considerado o trabalho realizado por Carvalho [35], onde foi caracterizada uma espécie de argamassa, a mesmo presente nas paredes frontais.

Tabela 3.1- Propriedades dos materiais presentes no modelo da parede frontal. Dados em [5]

	Módulo de Elasticidade	Peso específico	Coefficiente de Poisson
	GPa	kg/m ³	n/d
Madeira	12	580	0,2
Alvenaria	0,77	2242,61	0,2

As secções utilizadas para a realização da análise correspondem às secções que é usual se encontrar nos edifícios pombalinos e cujas dimensões foram identificados por Mascarenhas [5] conforme se pode observar pela Tabela 3.2:

Tabela 3.2- Secções dos elementos estruturais presentes no modelo da parede de frontal, dados em [5].

Elementos estruturais	Largura (mm)	Altura (mm)	Espessura (mm)
Prumo	80	120	n/a
Travessinho	120	80	n/a
Diagonal	100	70	n/a
Alvenaria	n/a	n/a	100

Os resultados do modelo proposto por Meireles [32] foram comparados com os resultados das análises experimentais (Figura 3.38), nomeadamente o ensaio G2 [3]. É possível observar que a curva experimental da envolvente é razoavelmente estimada pelo modelo numérico. A única diferença reside no recarregamento da estrutura, onde o declive obtido do ensaio experimental é mais baixo do obtido pela via numérica. Isto deve-se ao facto dos ensaios experimentais realizados por Pompeu [3] apresentarem uma degradação da resistência maior que aos ensaios experimentais realizados por Meireles [32].

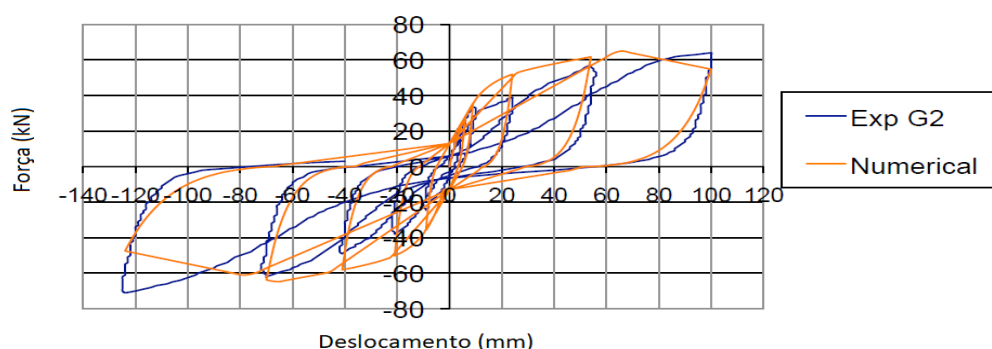


Figura 3.38 Comparação entre os resultados experimentais de Pompeu [3] com os resultados analíticos de Meireles [32]

b) Modelação realizada por Nunes

O método proposto por Nunes [9] é algo semelhante com a metodologia proposta por Meireles [32] com algumas diferenças nas ligações entre os elementos estruturais. A principal característica deste modelo é que simula a resposta global da parede utilizando apenas dois elementos, *frames* e molas. O modelo representado na Figura 3.39 foi desenvolvido no *software SAP2000* e apresenta as seguintes características:

- Os elementos verticais (prumos) são simplesmente apoiados e contínuos;
- Os elementos horizontais (travessinhos) asseguram a ligação entre dois elementos verticais e estão rotulados na extremidade;
- No lugar das diagonais é utilizado uma mola não linear.

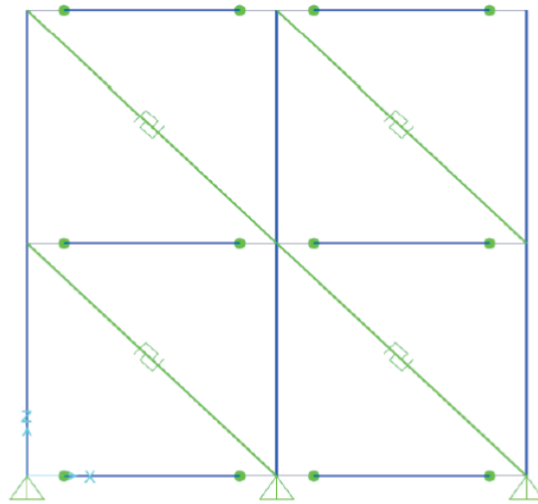


Figura 3.39 Modelo SAP2000 com links não lineares. [9]

O comportamento das molas não lineares é definido segundo uma lei força-deslocamento, calibrada através da expressão seguinte [9]:

$$F = \frac{(k_1 + k_2)\delta}{\left[1 + \left(\frac{(k_1 - 0.2k_2)\delta}{0.36f_o}\right)^3\right]^{\frac{1}{3}}} - 0.2k_2\delta, \quad \delta \in [-0.04; 0.04] \quad (32)$$

Quando $\delta = 0.04$ ou $\delta = -0.04$, considera-se que a curva decresce de forma linear de maneira a representar a degradação da força na fase de pós-colapso.

Após uma análise *pushover*, Nunes [9] obteve a curva monotónica indicada a vermelho na Figura 3.40. Da comparação entre os resultados (experimental e numérico), é possível verificar uma boa aproximação entre a curva *pushover* baseada no modelo proposto por Nunes [9] e a envolvente obtida dos ensaios experimentais.

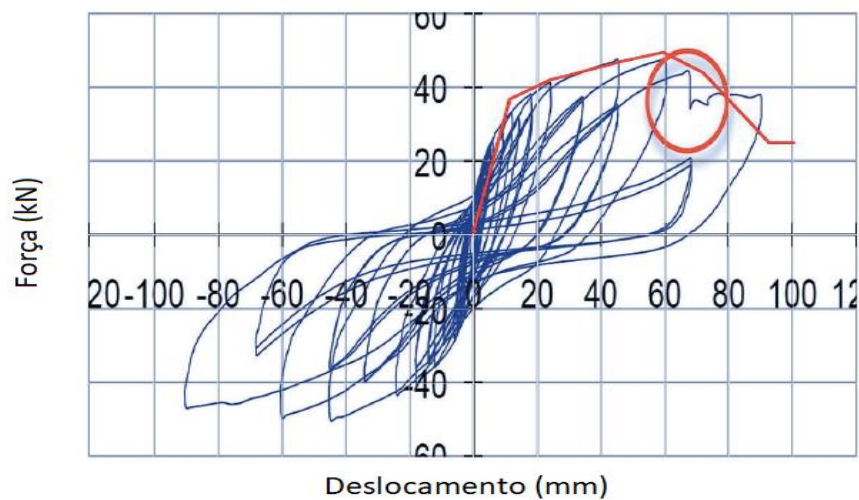


Figura 3.40 Comparação com os resultados experimentais SC2 com os resultados analíticos. [9]

3.4 PAVIMENTOS

Estruturalmente, os pavimentos têm como objetivo principal vencer vãos de forma a transmitir as cargas verticais para as paredes. Durante um sismo, é através dos pavimentos que as cargas horizontais são transmitidas para as paredes. O comportamento do pavimento para fora do plano, flexão e corte devido às cargas verticais, não costuma influenciar o comportamento sísmico do edifício. No entanto, o comportamento no plano do pavimento tem influência, uma vez, que é responsável por compatibilizar os deslocamentos entre paredes e transferir as cargas para as paredes. Como os pavimentos de madeira tendem a ser mais flexíveis e menos resistentes que outro tipo de soluções, isso dificulta a capacidade do pavimento compatibilizar os deslocamentos das paredes, dificultando a transferência das forças horizontais entre estes elementos. A resistência dos pavimentos de madeira no plano depende da disposição das tábuas do soalho, da ligação entre o soalho e as vigas (veja-se Figura 3.41) e da ligação entre as vigas e as paredes exteriores, sendo a última situação aquela que é mais condicionante, uma vez que estes tipos de ligações não estão preparados para transmitir forças horizontais [10]. Esta característica, em conjunto com uma ligação pouco adequada às paredes principais, faz com que os pavimentos de madeira não consigam assegurar o comportamento de “caixa”, o que num esquema global pode dar origem a um colapso do tipo fora-do-plano [36].

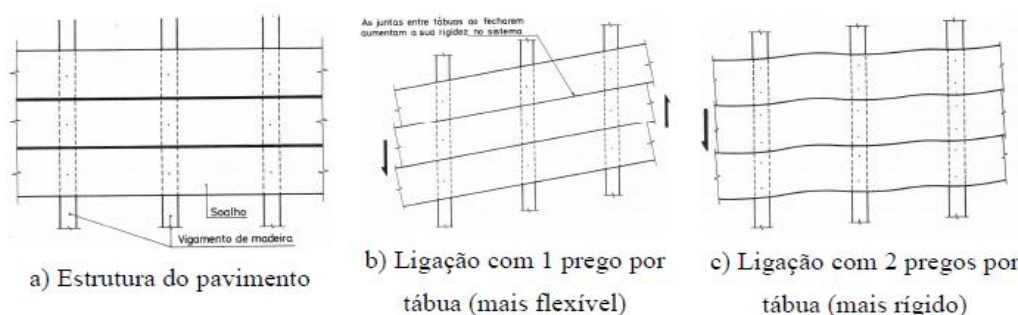


Figura 3.41 Influência das ligações na rigidez do pavimento.[10]

Vários autores, e.g Valluzzi [36] e Branco [37], têm vindo a estudar o comportamento de pavimentos de madeira com o intuito de encontrar técnicas de reforços que permitam melhorar os seus comportamentos no plano.

A nível experimental, refira-se o trabalho desenvolvido por Modena [38], onde foram realizados ensaios de compressão diagonal em provetes quadradas de pavimentos de madeira (125 x 125 cm). Estes tipos de ensaios estão normalizados para paredes de alvenaria e são de fácil execução e evitam efeitos de confinamento e fricção indesejados. Contudo, estes ensaios não são representativos do comportamento real de um pavimento devido às dimensões geométricas do provete e ao modo como a carga é aplicada. Corradi et al. [39] realizou ensaios monotónicos e cíclicos à escala real, sem a instabilidade das tábuas e com os efeitos de fricção minimizados, mas tendo um confinamento considerável devido à presença de elementos de aço que distribuíam os esforços de corte em todo o pavimento. Peralta et al. [40] prepararam amostras de pavimentos à escala real dispostas horizontalmente e simplesmente apoiados e realizou ensaios à flexão monotónicos e cíclicos. Este tipo de disposição evita os problemas de confinamento presente no trabalho de Modena [38] anteriormente mencionada, mas este tipo de ensaios só pode ser realizado em pavimentos à escala real. Na sequência destes trabalhos, Valluzzi et al. [41] realizaram ensaios a pavimentos de madeira, construídos de forma tradicional de

modo a conseguirem caracterizar o comportamento dos pavimentos no plano. Tendo em conta os resultados experimentais obtidos, os autores desenvolveram um modelo numérico que permite analisar o comportamento do pavimento. Posteriormente, Valluzzi et al. [36] aplicaram soluções de reforço a esses pavimentos de forma a melhorar a rigidez no plano dos pavimentos, introduzindo diagonais de madeira, aço e materiais compósitos como CFRP e SRP. Salienta-se, ainda, o trabalho realizado por Branco et al [37] onde uma campanha de trabalhos experimentais foi realizada de forma semelhante a Valluzzi et al. [36], onde se incluiu uma caracterização das ligações e ensaios à escala real do pavimento de madeira, seguida da aplicação do reforço e desenvolvimento de um modelo numérico para a descrição do comportamento de pavimentos reforçados com painéis de CLT “*Cross Laminated Timber*”.

Dada a relevância do trabalho desenvolvido por Valluzzi et al. [12, 38] para o desenvolvimento da presente dissertação, optou-se por apresentar com mais detalhe os ensaios *push-out*, os ensaios dos pavimentos realizados à escala real sujeitos a cargas horizontais cíclicas, bem como a respetiva modelação numérica.

a) Push-out-tests, Valluzzi et al. [12, 38]

Valluzzi et al. [41] realizaram ensaios *push-out* de modo a determinar a resistência ao corte das ligações presentes nos pavimentos de madeira. Os ensaios foram realizado segundo a norma UNI-EN26891 [17], tendo as ligações têm um espaçamento de 5 cm (de acordo com o Eurocódigo 5 [42]). Os provetes ensaiados simulam uma ligação simétrica de 8+8 pregos com Ø2,75x60 mm entre duas vigas com uma secção de 120x140 mm e duas tábuas de 20mm (Figura 3.42). Na Tabela 3.3 indicam-se os valores de resistência ao corte que os pregos conferem ao pavimento, tendo por base os ensaios push-out realizados por Valluzzi et al. [41]

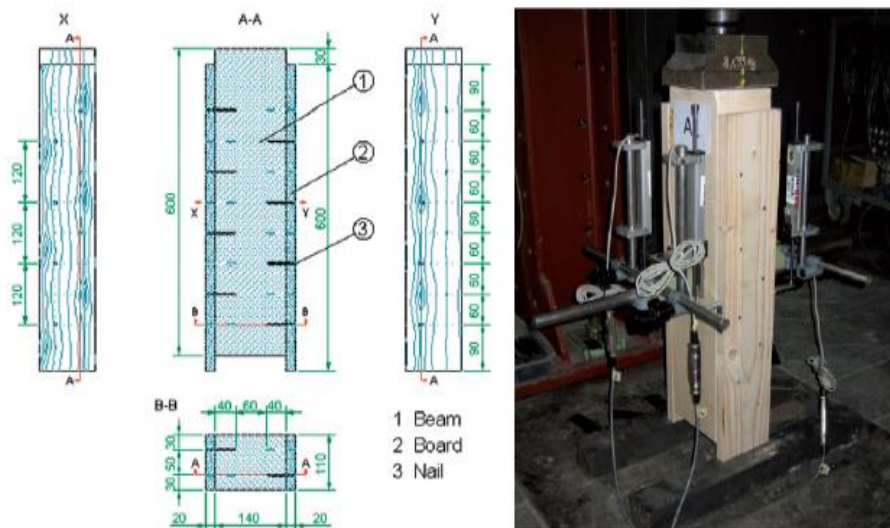


Figura 3.42 Caracterização do ensaio Push-out. [41]

Tabela 3.3- Resultados dos push-out-tests [41].

	PO.F1.M.a	PO.F1.M.b	PO.F1.M.c	Average
F_{\max} (N)	576	575	561	571
F_{est} (N)	592	592	592	592
$v_{i,\text{mod}}$ (mm)	0,351	0,489	0,587	0,476
K_s (N/mm)	748	539	477	588

b) Ensaios do pavimento à escala real, Valuzzi et al. [12, 38]

Os pavimentos ensaiados tinham as seguintes características e dimensões:

- 2,2x2,2 m² em planta;
- Cinco vigas com uma secção de 120x140 mm;
- Tábuas com 135 mm de largura e 20 mm de espessura;
- Cada tábua está ligada através de 2 pregos de Ø2,75x60 mm.

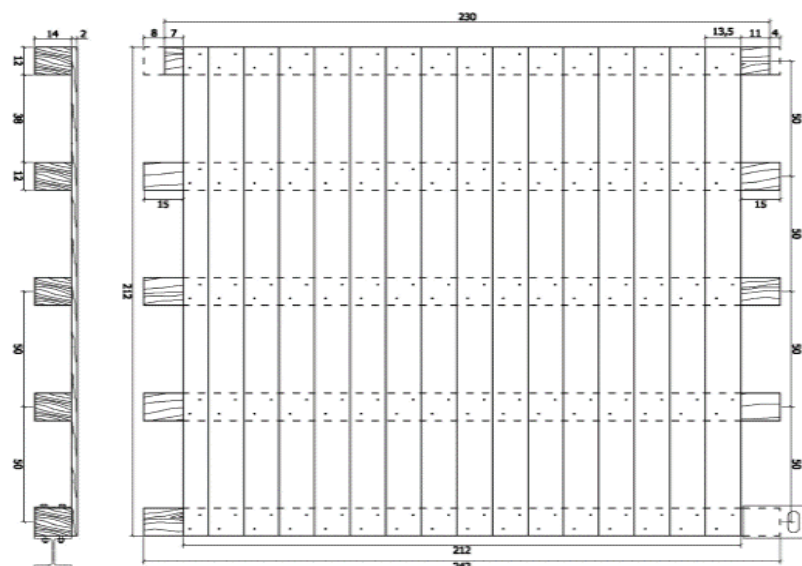


Figura 3.43 Dimensões das amostras do pavimento em centímetros [41].

Foram realizados dois ensaios, diferindo no tipo de ligação entre as tábuas. O primeiro ensaio (F1.M) correspondia a um tipo de ligação topo a topo, enquanto o outro ensaio realizado (F2.M) correspondia a uma ligação macho-fêmea na espessura da tábua, sendo de realçar que este último tipo de ligação é bastante comum em edifícios no Sul da Europa [41]. No sistema de ensaio utilizado, o pavimento encontra-se fixo na base e a força na horizontal, monotónica ou cíclica, é aplicada no topo do pavimento, conforme se pode observar na Figura 3.44 a). Tal como num edifício real, o sistema de ensaio impede os deslocamentos para fora do plano (Figura 3.44 b).

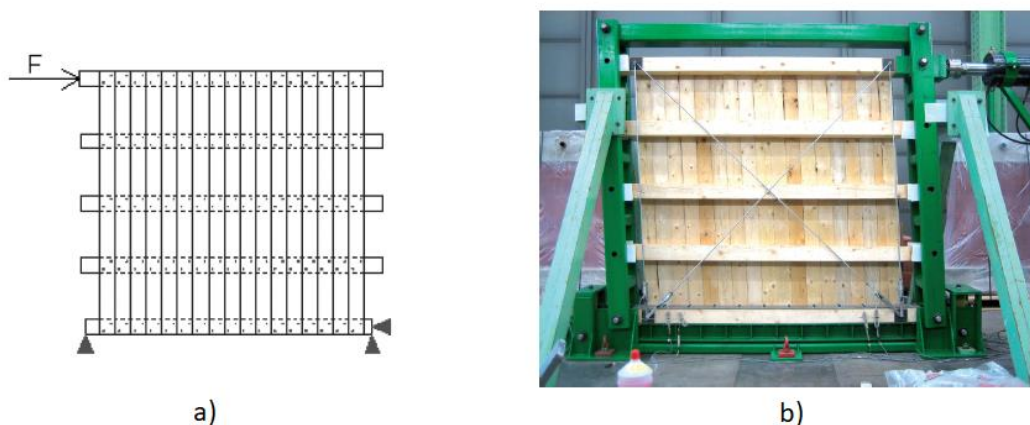


Figura 3.44 a) Esquema do ensaio experimental; b) ensaio realizado à amostra F1.M. Adaptado [41]

Como se mostra na Figura 3.45, o pavimento F2.M teve um melhor comportamento que o pavimento F1.M, devido à fricção adicional presente na ligação macho-fêmea durante o deslizamento das tábuas [41]. Os resultados do ensaio F2.M foram utilizados na calibração de um modelo numérico.

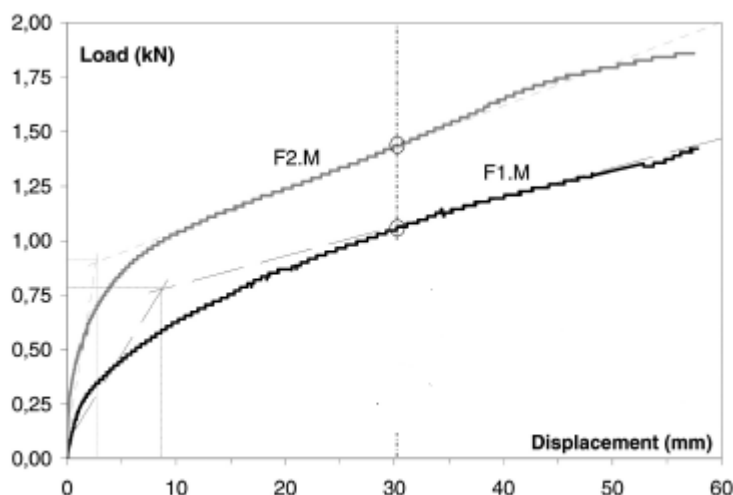


Figura 3.45 Resultados do ensaio experimental. [41]

c) Modelação numérica do pavimento à escala real, Valuzzi et al. [12, 38]

Como foi referido anteriormente o ensaio F2.M foi seleccionado para a calibração de um modelo numérico do pavimento.

As vigas foram modeladas com elementos de dois nós e as tábuas com elementos de casca de quatro nós. As ligações que ligam as tábuas às vigas foram simuladas com elementos não-lineares com seis graus de liberdade que foram ligadas às vigas através de *rigid-links*. A fricção entre as tábuas foi simulada através de pontos de contacto não-linear que só responde à compressão. (Figura 3.46) [41] Na Figura 3-47 apresenta-se a comparação entre os resultados experimentais e os resultados numéricos obtidos com o modelo anteriormente referido.

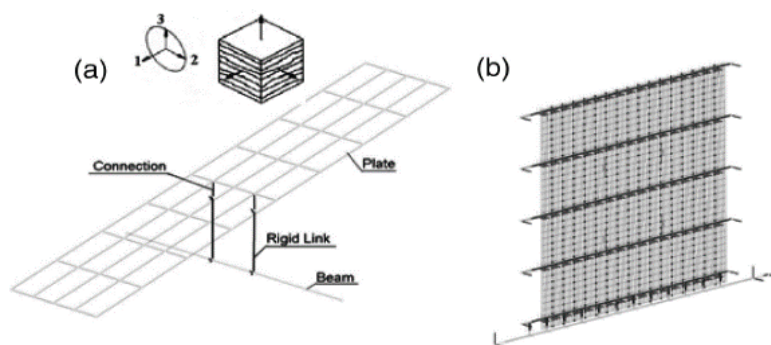


Figura 3.46 a) Detalhe da ligação entre os elementos; b) Perspetiva do modelo. [41]

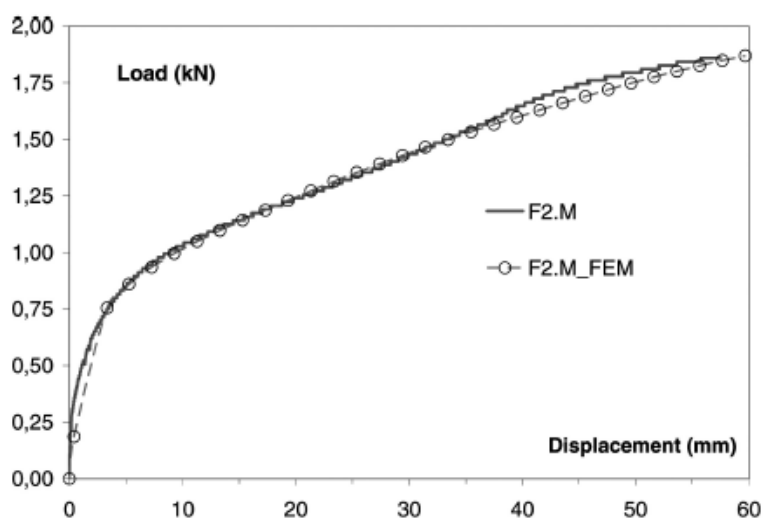


Figura 3.47 Comparação entre o resultado experimental e numérico. [41]

4 APLICAÇÃO E VALIDAÇÃO DOS MÉTODOS DE MODELAÇÃO

Neste capítulo será abordada a aplicação dos métodos de modelação apresentados no capítulo 3 para as paredes de alvenaria exteriores, paredes frontais e pavimentos do caso de estudo serão estudadas em estruturas mais simples, de forma a garantir uma implementação correta no modelo final e consequente obtenção mais fiável dos resultados numéricos. Os resultados desta modelação serão confrontados com outros resultados existentes na literatura relativos a diversos elementos estruturais. Os elementos estruturais em questão são: as paredes exteriores de alvenaria, pavimento e as paredes interiores.

4.1 PAREDES DE ALVENARIA EXTERIOR

Para a modelação das paredes exteriores foram utilizados dois métodos diferentes: o método proposto por Pantò [26], baseado num macro-elemento espacial, e o método SAM proposto Magenes e Della Fontana [22]. Conforme foi referido anteriormente, o método Pantò evoluiu de um modelo que simulava o comportamento de paredes de alvenaria no plano, para um modelo 3D capaz de prever mecanismos de colapso da parede para fora do plano. Assim, a validação desta metodologia será aplicada num caso em 2D e, posteriormente numa estrutura 3D. A modelação foi realizada no *software* SAP2000.

Para a calibração dos modelos 2D, Pantò e SAM2D, foram utilizados os ensaios realizados por Magenes e Calvi [43] na Universidade de Pavia para avaliar o comportamento de edifícios de alvenaria de dois pisos. Estes ensaios já serviram de base na validação de outros métodos.

O edifício ensaiado por Magenes e Calvi [43] era constituído por quatro paredes de tijolo com uma espessura de 0,25 m, e foi sujeito a forças horizontais cíclicas como se mostra na Figura 4.1. O edifício tem duas paredes com aberturas, uma com quatro janelas e outra com duas janelas e duas portas, sendo a última denominada de “*Pavia Door Wall*”, e duas paredes sem qualquer tipo de abertura. A partir dos ensaios cíclicos foi possível obter um diagrama força-deslocamento com o comportamento do edifício. De forma a obter a validação do método Pantò realizou-se uma análise *pushover* à “*Door Wall*”, comparando os resultados obtidos com os resultados experimentais, bem como outras metodologias. É importante referir que Pantò [26], validou o seu método em [28]. Em seguida apresenta-se o procedimento utilizado para aplicação deste método.

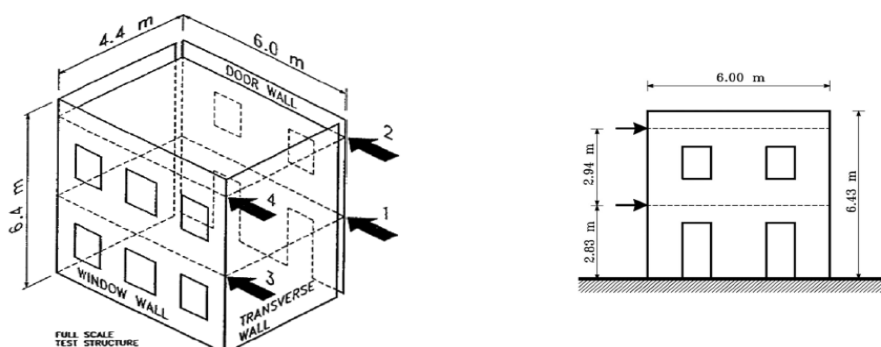


Figura 4.1 Modelo da experiência realizada na Universidade de Pavia e geometria da "door wall"
(Adaptado de [43], [50])

O primeiro passo consistiu na definição da malha de macro-elementos a definir para a estrutura, dividindo a parede pelos seus nembros e lintéis conforme se ilustra na Figura 4.2 a). Os painéis são constituídos por elementos “*frame*” rígidos, rotulados nas extremidades através do comando “*end-releases*” do *SAP2000*. Nos elementos horizontais dos painéis, aplicam-se cargas distribuídas de forma a simular o peso próprio da estrutura, ou seja, é aplicada uma carga distribuída em todos os “*frames*” horizontais, correspondente à sua área de influência. Na Figura 4.2.c) apresenta-se a geometria da “door wall” segundo o método SAM2D, em que a parede é simulada através de “*frames*” ligados entre si através de nós rígidos. O peso próprio é simulado de igual forma à referida para o método Pantò.

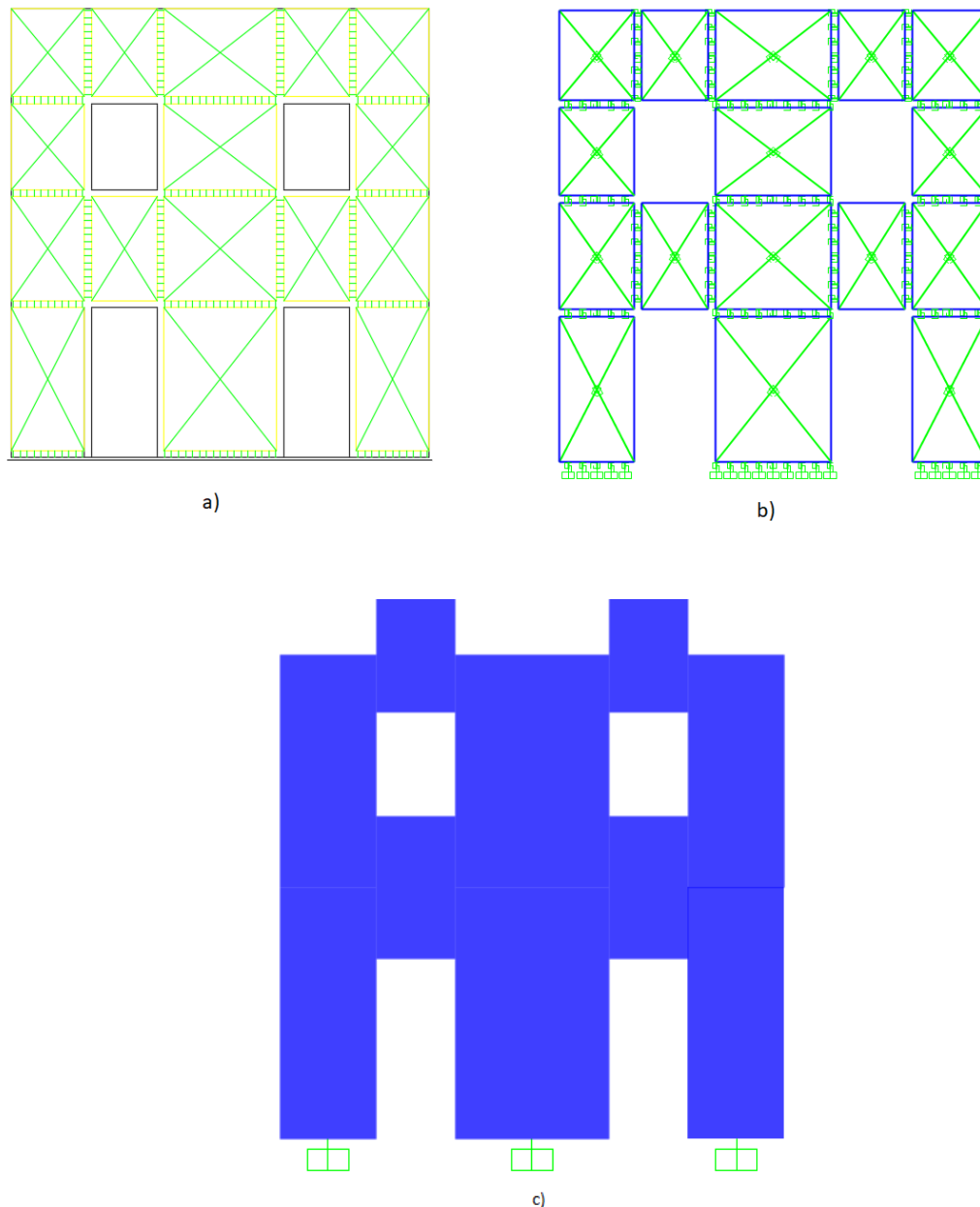


Figura 4.2 a) aplicação do macro-elemento na geometria da "door wall"; b) aplicação do macro-elemento Pantò em ambiente *SAP2000* e c) visão extrudida da “door wall” com o método SAM2D.

Após a discretização da parede em macro-elementos, fez-se a calibração das molas não-lineares, para o método Pantò, e das rótulas plásticas para o método SAM2D. Para ambos os modelos, são considerados as características apresentadas na Tabela 4.1, para a calibração das molas não-lineares e das rótulas plásticas.

Tabela 4.1 Características mecânicas da "Pavia Door Wall". [28]

	Flexão			Corte-diagonal		Deslizamento		
	E (MPa)	σ_c (MPa)	σ_t (MPa)	G (MPa)	f_t (MPa)	b	f_0 (MPa)	μ
Nembos	2100	6,2	0,05	500	0,18	1,5	0,2	0,5
Lintéis	2100	6,2	0,05	500	0,225	1,5	0,2	0,5

Em ambiente SAP2000, as molas utilizadas são do tipo “*Multilinear Plastic Links*” (MLPL) com seis graus de liberdade e com a possibilidade de introduzir, em cada grau de liberdade, uma relação força/deslocamento para os graus de liberdade referentes às translações, e uma relação momento/rotação nos graus de liberdade relativos às rotações. Assim, ao longo da interface são aplicados os *MLPL*, na direção correspondente ao eixo da mola, utilizando uma lei constitutiva elasto-perfeitamente plástica referente às molas transversais ao painel. A mola de deslizamento é aplicada na interface do macro-elemento, no eixo que passa pelo seu centro de gravidade, com uma lei constitutiva rígido-plástico cuja rotura é definida pela envolvente de rotura de Mohr-Coulomb, em função da tensão média aplicada em cada painel.

As molas diagonais também são modeladas através de “*Multilinear Plastic Links*”, seguindo a definição da capacidade resistente de Tomazevic e Turnsek. É importante ainda referir que o método prevê que as interfaces de ligação têm espessura nula e na modelação efetuada isso não se verifica pelo que, é necessário considerar o peso correspondente à dimensão da interface. Na caracterização das molas é possível introduzir o peso, bastando multiplicar a área de influência de cada mola por 10 kN/m².

Em relação às rótulas plásticas, estas seguem a metodologia descrita no subcapítulo 3.2.2.b). Por fim, é realizada então a análise *pushover* à estrutura obtendo os seguintes resultados que se mostram nas Figuras 4.3 e 4.4.

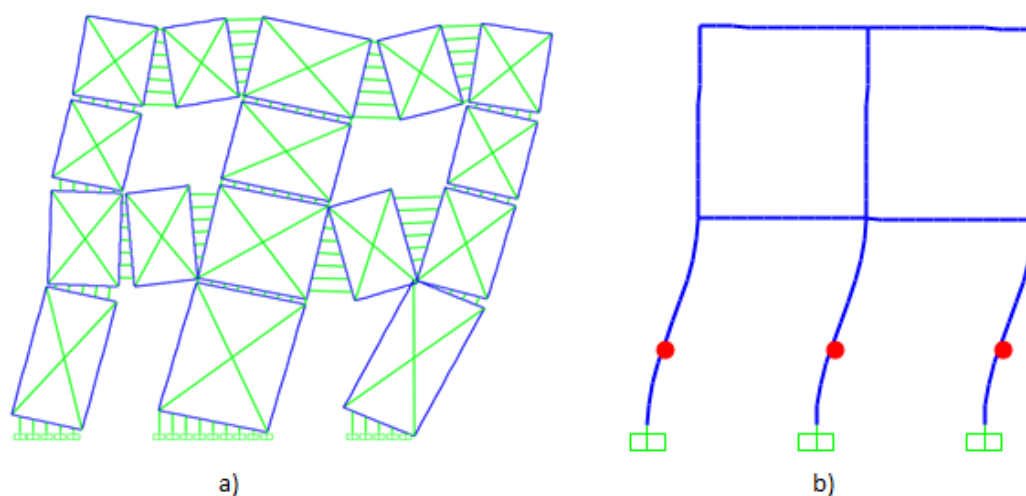


Figura 4.3 Deformada da Pavia “door wall” do método a) Pantò e b) SAM2D.

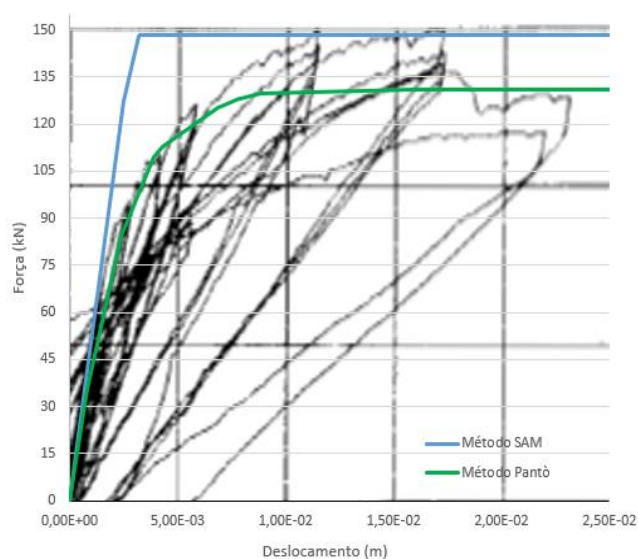


Figura 4.4 Comparação dos resultados obtidos através da modelação (em 2D) utilizando os métodos SAM (a azul) e Pantò (a verde) com o ensaio experimental.

Para validação do método em 3D, recorreu-se a um ensaio, realizado na Universidade de Catalina a um edifício de alvenaria (veja-se Figura 4.5) que fazia parte do projeto de investigação italiano “Projeto Trema” [44]. Trata-se de um edifício de alvenaria de pedra com as características mecânicas indicadas na Tabela 4.2 e geométricas ilustradas na Figura 4.6.



Figura 4.5 Protótipo ensaiado "Projeto Trema". [44]

Tabela 4.2 Características da alvenaria consideradas para a modelação do edifício Trema. [44]

Flexão			Corte-diagonal		Deslizamento		
E (MPa)	σ_c (MPa)	σ_t (MPa)	G (MPa)	f_t (MPa)	b	f_0 (MPa)	μ
700	716	0,32	538	0,28	1,5	0,28	0,5

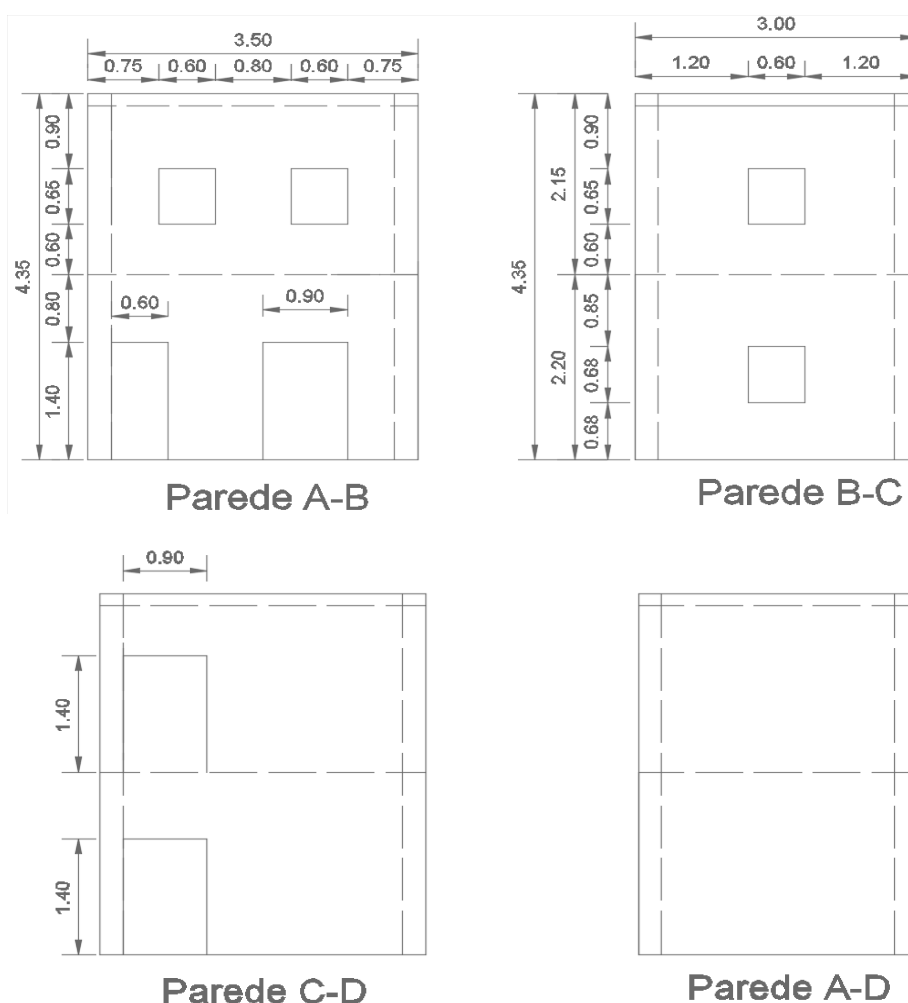


Figura 4.6 Alçados da parede de alvenaria ensaiada no projeto Trema. Distâncias em metros.

A aplicação do método é semelhante à que foi descrita para o caso 2D. No entanto, existem algumas diferenças que se explicam a seguir. Cada porção de alvenaria representada pelo macro-elemento é constituída por dois painéis, correspondentes às duas faces da parede de alvenaria [44], como se mostra na Figura 4.7. Salienta-se que, na definição das molas diagonais é necessário considerar as áreas de influência de cada par de molas. A calibração dos restantes elementos segue também o que já se referiu anteriormente para um grau de liberdade adicional, de forma a descrever o deslizamento para fora-do-plano. Sendo esta mola definida também com uma lei constitutiva cuja rotura é definida pela envolvente de rotura de Mohr-Coulomb. Para a caracterização do peso próprio, foi seguido o mesmo procedimento descrito para o caso 2D, mas tendo em conta que se trata de quatro elementos horizontais.

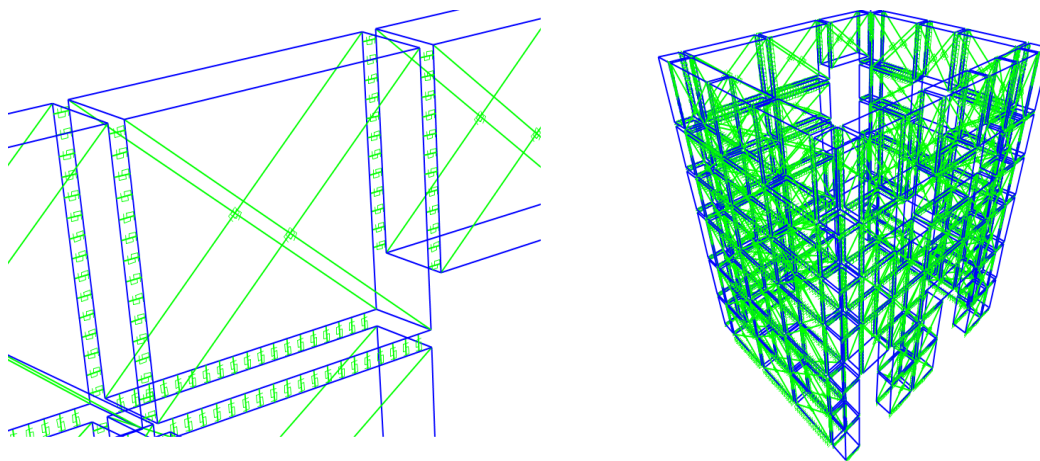


Figura 4.7 Exemplo de um macro-elemento 3D e modelo mecânico equivalente do edifício 3D, respetivamente.

Na Figura 4.8 apresenta-se a modelação do edifício do projecto Trema segundo o método SAM3D, que consiste na simulação das paredes de alvenaria num modelo equivalente constituído por elementos “frame”. Na Figura 4.8 a) ilustram-se as zonas rígidas (a preto) conforme está descrito no subcapítulo 3.2.2.b).

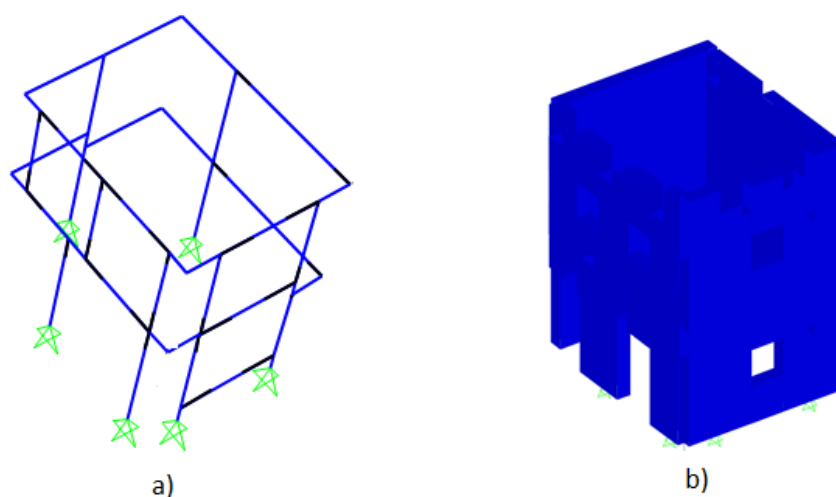


Figura 4.8 Edifício modelado segundo o método SAM3D, a) vista das zonas rígidas e b) vista extrudida.

Foram realizadas 4 análises *pushover*: duas realizadas segundo a direção x e com sentidos opostos (0° e 180°), e duas realizadas segundo a direção y e com sentidos opostos (90° e 270°) conforme se mostra no esquema da Figura 4.99. A grandeza definida no eixo das ordenadas é um coeficiente (C_b) resultante da divisão da força de corte basal pelo peso estimado da estrutura de 255 kN.

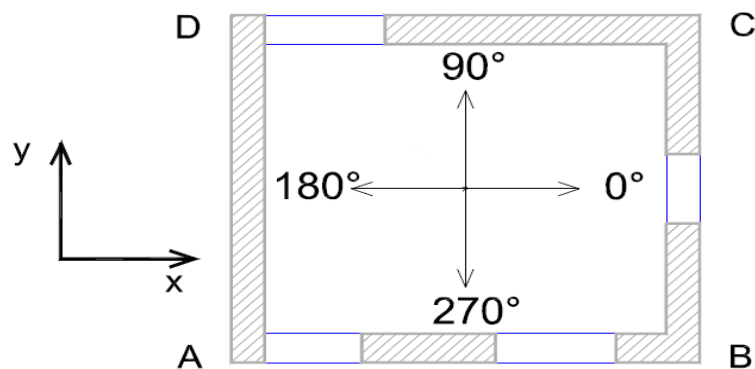


Figura 4.9 Análises pushover efetuadas. (Adaptado [5])

Os resultados da modelação da estrutura em *SAP2000* obtidos nesta análise estão apresentados nas Figuras 4.10, 4.11, 4.12 e 4.13, onde podem ser comparados com os obtidos por Pantò [26].

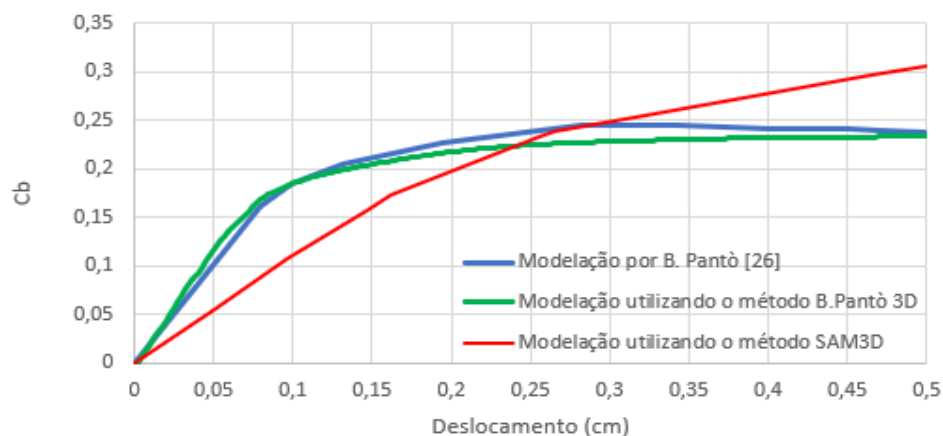


Figura 4.10 Comparação das curvas de capacidade (0°) obtidas por B. Pantò [26] com as obtidas nesta dissertação utilizando uma modelação baseada no método SAM 3D e no método Pantò 3D.

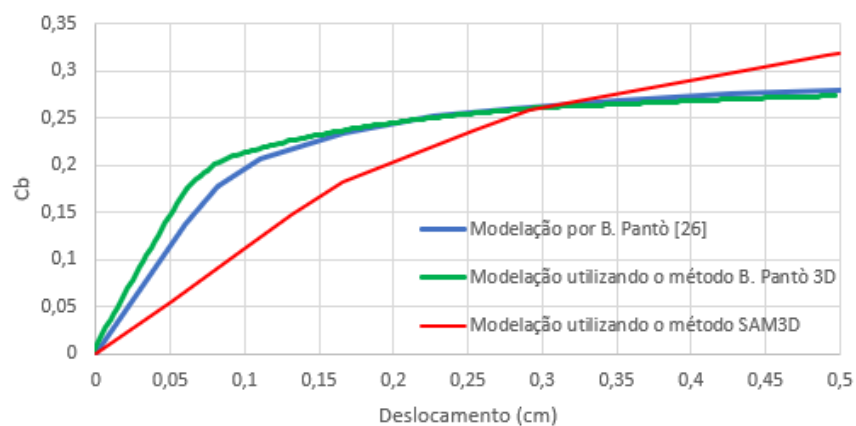


Figura 4.11 Comparação das curvas de capacidade (90°) obtidas por B. Pantò [26] com as obtidas nesta dissertação utilizando uma modelação baseada no método SAM 3D e no método Pantò 3D.

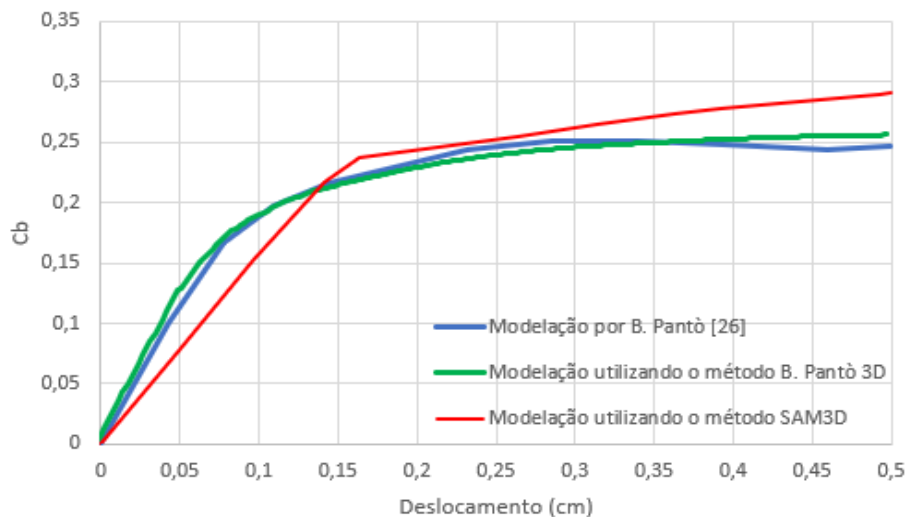


Figura 4.12 Comparação das curvas de capacidade (180°) obtidas por B. Pantò [26] com as obtidas nesta dissertação utilizando uma modelação baseada no método SAM 3D e no método Pantò 3D.

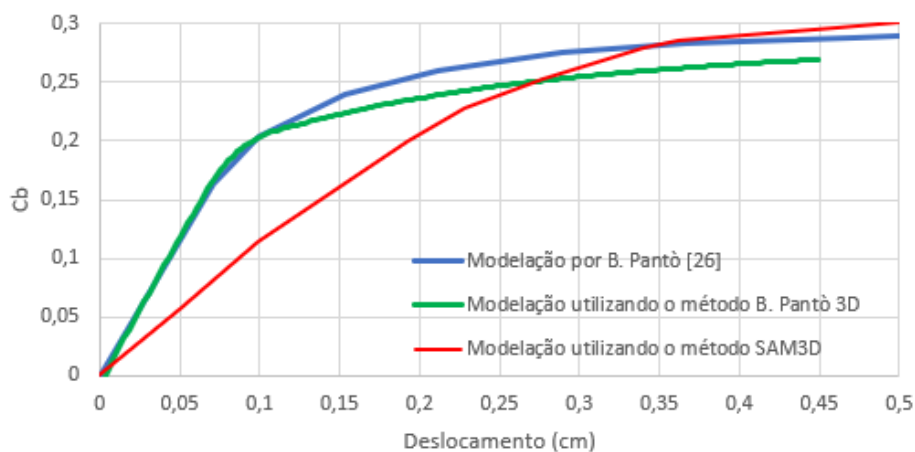


Figura 4.13 Comparação das curvas de capacidade (270°) obtidas por B. Pantò [26] com as obtidas nesta dissertação utilizando uma modelação baseada no método SAM 3D e no método Pantò 3D.

A modelação realizada consegue ter resultados muito aproximados aos resultados de Pantò [26], principalmente na rigidez elástica. Contudo, é de esperar algumas diferenças, uma vez que uma pequena diferença na definição dos elementos, na definição do peso próprio da estrutura ou do número de molas por interface pode levar a resultados diferentes. Em relação à modelação recorrendo ao método SAM3D é possível observar que a rigidez inicial não coincide com os resultados obtidos com o método Pantò. Contudo, é de notar que, não estão disponíveis os resultados experimentais em relação a estas análises *pushover*, pelo que a comparação da modelação realizada é apenas com a modelação apresentada por Pantò [26].

4.2 PAREDES FRONTAIS

Para a modelação das paredes frontais, a metodologia a ser utilizada segue a que foi proposta por Nunes [9], uma vez que a sua validação já foi realizada no confronto com os resultados experimentais de Meireles [32] e Pompeu [3], (referidos anteriormente no capítulo 3.3). Na presente dissertação é adicionado o efeito de *rocking* que acontece na ligação que garante a continuidade da parede frontal em diferentes pisos. Tendo como base o modelo de Nunes [9], simulou-se a interação que ocorre na mudança de piso, onde é considerada uma situação semelhante àquela que está representada na Figura 2.12 e onde entre as vigas do pavimento se tem o frechal e o contra-fechal. Assim, na zona de transição de piso considerou-se as duas vigas de frechal que estão ligadas entre si no mesmo alinhamento dos prumos, por elementos “*frame*” com as mesmas características dos prumos. Contudo, estes elementos de ligação estão limitados na sua resistência à tração, de forma a simular a resistência ao corte dos pregos que garantem a ligação entre os diferentes elementos de madeira. Na Figura 4.13 ilustra-se a configuração indeformada e a deformada resultante da análise *pushover* da parede modelada em ambiente SAP2000. Na Figura 4.14 apresentam-se os resultados da análise realizada.

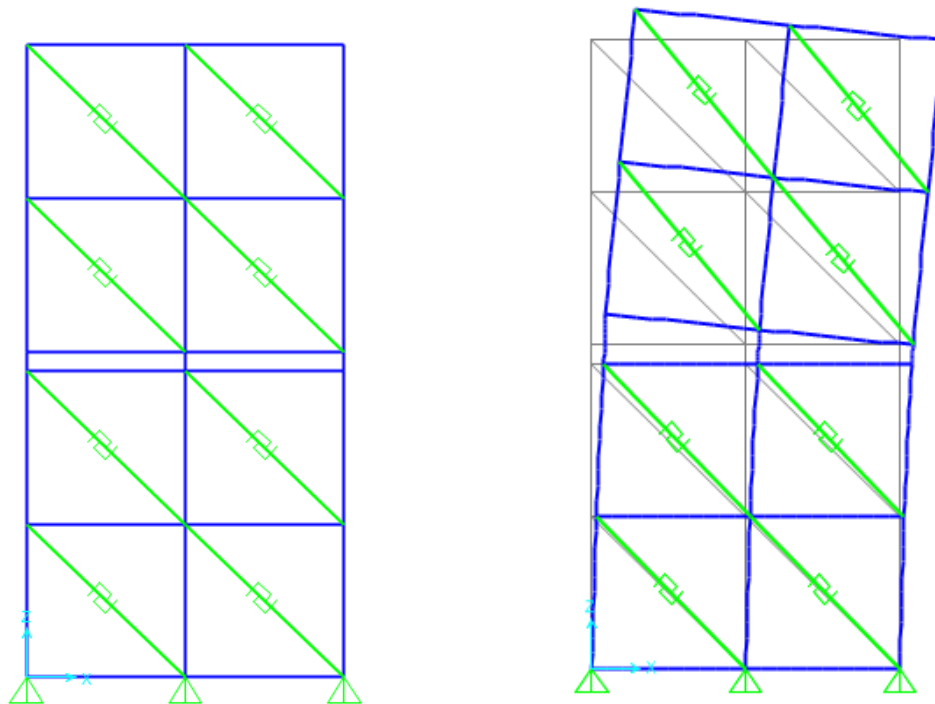


Figura 4.14 Configuração indeformada e deformada da parede frontal

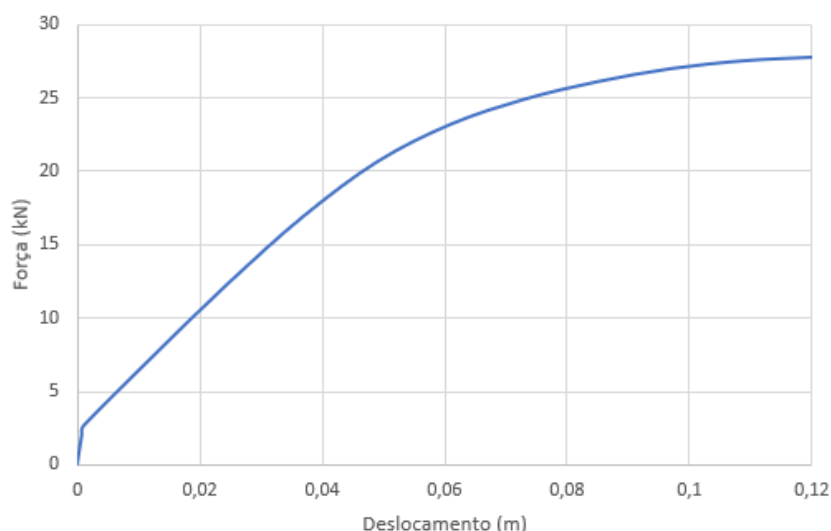


Figura 4.15 Curva pushover obtida

Da resposta força-deslocamento obtida da modelação numérica, e apresentada na Figura 4-14, é possível observar que existe um primeiro troço até aos 2,6 kN, valor que é condicionado pelo limite de tração atingido na ligação entre o “*frame*” que faz a ligação entre frechais. Por outras palavras, o efeito de *rocking* começa a ocorrer quando chega ao limite de tração. O resto da curva é controlada pelas molas diagonais.

4.3 PAVIMENTOS

Para a modelação do pavimento implementou-se um procedimento por forma a reduzir o tempo de computação. Para validar a modelação desenvolvida, considerou-se o ensaio F2.M realizado por Valuzzi et al. [41]. O modelo realizado é bastante simples na sua aplicação, tendo-se considerado que as vigas e as tábuas do soalho são modeladas por elementos “*frame*”, ligadas entre si através de molas do tipo “*MultiLinear PlasticLink*”, fixas em todos os graus de liberdade exceto na rotação sobre o seu eixo. A torção das molas simula a rotação que ocorre nas ligações quando o pavimento está sujeito a forças no seu plano. Os elementos “*frame*”, que caracterizam o soalho, estão ligados entre si através de molas do tipo “*gap*”, que apenas resistem a esforços de compressão, de forma a simular a fricção existente entre tábuas. O modelo encontra-se simplesmente apoiado nas extremidades da base e tem o seu movimento impedido para fora do plano de modo a simular, coerentemente, o ensaio. Para a calibração das molas, foram considerados os ensaios de arrancamento realizados por Valluzi [41] para a caracterização da capacidade resistente dos pregos ao corte. Por conseguinte, calculou-se o momento binário originado por dois pregos que ligam a mesma tábua à viga, de forma a obter a relação momento/rotação para inserir na mola. De forma a validar esta modelação, realizou-se uma análise *pushover* ao pavimento e compararam-se os resultados numericamente obtidos com os resultados obtidos em 3.4.1. Na Figura 4-15 apresenta-se o pavimento em vista 3D e a deformada resultante da análise “*pushover*”.

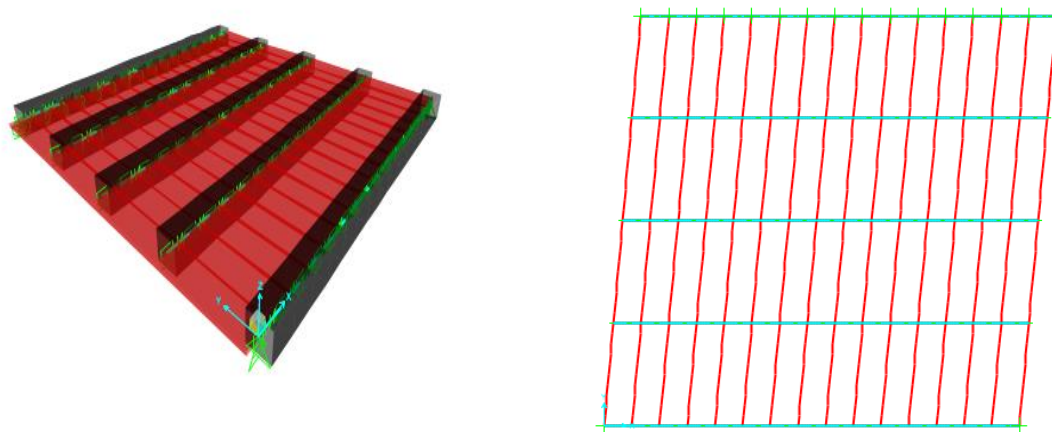


Figura 4.16 Configuração indeformada e deformada respectivamente.

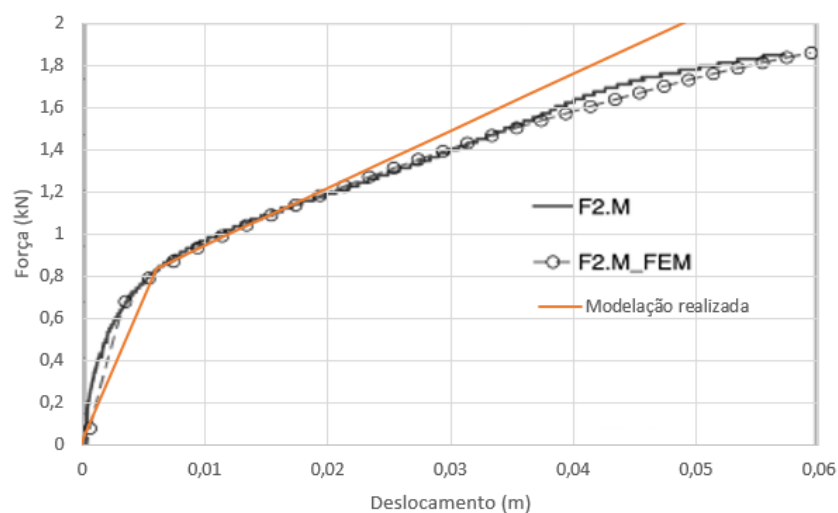


Figura 4.17 Comparação dos resultados obtidos com os resultados de Valuzzi. [41]

Apesar de sobrestimar a força de cedência e a rigidez inicial, em termos globais, a modelação realizada conseguiu estimar com uma aproximação bastante razoável tanto a resposta experimental como a numérica do ensaio F2.M. Principalmente a rigidez após a cedência do pavimento apresenta uma aproximação bastante razoável aos resultados experimentais e numéricos.

5 CASO DE ESTUDO: EDIFÍCIO NA BAIXA POMBALINA

Neste capítulo será feita a caracterização geral do caso de estudo, a sua localização, número de pisos e a sua configuração em planta e em altura e o estado atual do edifício. É também feita a descrição dos diferentes elementos do edifício como pavimentos, paredes frontais, arcos de alvenaria e paredes exteriores a modeladar, sendo as últimas modeladas através de dois métodos diferentes, o método SAM3D e o método Pantò, ambos descritos em 3.2.2 b) e 3.2.2.c) respetivamente.

5.1 CARACTERIZAÇÃO

O edifício que se considerou para o caso de estudo, situa-se na interseção entre a Rua dos Fanqueiros e a Rua da Assunção na baixa pombalina, em Lisboa. No estado atual, o edifício é constituído por cinco pisos, uma cave e um sótão. Na Figura 5.1 mostra-se a localização do edifício.



Figura 5.1 Mapa de localização.

Não existindo informação específica sobre a data da construção do edifício, assume-se que foi construído na sequência do terramoto de 1755, de acordo com as características gerais dos edifícios construídos neste período na baixa pombalina. Apesar de ser um edifício pombalino, este edifício já foi sujeito a algumas intervenções, pelo que certas características originais do edifício foram alteradas (à semelhança de muitos outros na baixa pombalina). Por este motivo, muitas características originais dos edifícios pombalinos não estão visíveis atualmente, nomeadamente, os arcos de alvenaria de pedra do piso 0 e as paredes frontais, que ao nível do primeiro piso foram completamente removidas resultando assim num *open space*. O edificado apresenta dois pisos adicionais em relação à estrutura original. Para a presente dissertação, considerou-se o edifício na sua forma original, i.e., com um piso térreo e três pisos superiores. As paredes frontais distribuem-se segundo três alinhamentos perpendiculares à fachada da Rua da Assunção, mais três alinhamentos perpendiculares à fachada da Rua dos Fanqueiros, contínuos desde o primeiro piso até à cobertura. A configuração assumida é a que está apresentada nas Figuras 5.2 e Figura 5.14.

O edifício apresenta uma geometria retangular em planta com as dimensões de 13,2×12,8 m², e tratando-se de um edifício de canto, com fachadas para a Rua da dos Fanqueiros e para a Rua da Assunção respetivamente. O piso térreo destina-se a atividade de comércio, sendo a entrada para estes espaços na fachada da Rua dos Fanqueiros. O acesso aos pisos superiores encontra-se na fachada da Rua da Assunção. Para além destas aberturas, as fachadas apresentam aberturas, como montras de exposição, conforme se pode observar na fotografia do edifício apresentada na Figura 5.2.



Figura 5.2 Presumível aspeto das fachadas originais do edifício considerado no caso de estudo.

Na Figura 5.3 apresenta-se a planta do piso 2, sendo esta representativa das plantas dos restantes pisos, exceto o piso térreo. As restantes plantas encontram-se em anexo.

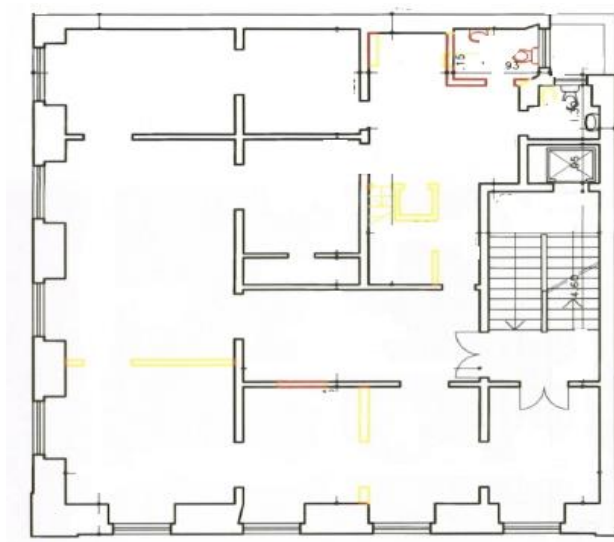


Figura 5.3 Planta do piso 2.

O pé-direito varia entre pisos. O piso térreo tem um pé-direito maior que os restantes pisos, e é de cerca de 3,69 m. O pé-direito do primeiro e do segundo piso é de 3,56 m e o do terceiro piso é de 3,35 m. Na Figura 5-2 é

possível observar que as aberturas das fachadas se encontram alinhadas e apresentam as seguintes dimensões: 1,70 m × 3,00 m para o piso térreo e 1,30 m × 2,00 m para as restantes aberturas, com a exceção do primeiro piso na fachada da Rua dos Fanqueiros em que as aberturas têm dimensões de 1,30 m × 3,00 m.

Uma vez que não se conhece nenhum relatório de inspeção ao edifício, consideraram-se em termos genéricos as seguintes características para o mesmo: i) as paredes da fachada são constituídas por alvenaria de pedra; ii) as paredes interiores a partir do primeiro piso são paredes frontais, considerando que iii) o cruzamento das diagonais é realizado através de junção à meia-madeira devido às considerações levadas a cabo no capítulo 3.3.2; iv) o pavimento do primeiro piso e as paredes frontais assentam diretamente sobre arcos de alvenaria de pedra e paredes de alvenaria interiores presentes no piso térreo; v) os pavimentos superiores assentam nas paredes de fachada, nas paredes de contorno interiores e nas paredes frontais; vi) os pavimentos são constituídos por vigas de madeira com secção de 0,14 x 0,12 m² espaçadas de 0,4 m em 0,4 m com tarugos perpendiculares às vigas, de forma a impedir deslocamentos laterais, e as tábuas de soalho estão assentes perpendicularmente às vigas ligadas com dois pregos com um espaçamento de 7,3 cm (com base no levantamento descrito na secção seguinte).

5.2 MODELAÇÃO DO CASO DE ESTUDO

Neste subcapítulo será descrito o modo como foram modelados todos os elementos estruturais presentes no edifício, nomeadamente, as paredes de alvenaria exteriores, arcos de alvenaria, paredes de alvenaria interiores, pavimento e paredes frontais. A modelação foi realizada de forma faseada, de modo a garantir que o modelo não apresentasse problemas numéricos e sem esforço computacional exagerado, permitindo a obtenção de resultados em tempo razoável. Todos os modelos foram realizados no *software* SAP2000.

5.2.1 Paredes de alvenaria exterior

Como foi referido anteriormente, as paredes de alvenaria exterior foram modeladas com recurso a dois métodos, o método SAM3D e método Pantò, dando origem a dois modelos do edifício em estudo distintos. Será então feita uma breve descrição da modelação das paredes exteriores. Em termos gerais, adotaram-se propriedades das paredes de alvenaria equivalentes às testadas por Pinho e Lúcio [45], considerando que as características resistentes da alvenaria melhoram quando apresentam um maior teor de carbonatação. Assim, atendendo ao tempo de vida do edifício, assumiu-se que a alvenaria se encontra totalmente carbonatada e que as características são as que estão definidas na Tabela 5-1. O peso volúmico considerado para a alvenaria foi de 17,24 kN/m³.

Tabela 5.1 Características mecânicas da alvenaria consideradas.

Flexão			Corte-diagonal			Deslizamento	
E (MPa)	σ_c (MPa)	σ_t (MPa)	G (MPa)	f_t (MPa)	b	f_0 (MPa)	μ
600	0,99	0,01	462	0,01	1,5	0,01	0,5

a) Método SAM3D

Com recurso ao método SAM3D, as paredes de alvenaria exteriores são modeladas segundo a metodologia descrita na subsecção 3.2.2. b), onde a parede de alvenaria é dividida em nembos e lintéis com elementos “*frame*”, como se pode observar na Figura 5.4, com zonas rígidas na sua interceção. Nos nembos são colocadas cinco rótulas plásticas, duas na base e no topo do nembro com lei constitutiva de momento-rotação e uma a meio controlada pelos esforços de corte. Os lintéis são modelados com uma rótula plástica de corte a meio vão. Com as rótulas plásticas é possível observar, diretamente no *SAP2000*, o estado de dano presente em cada uma das rótulas, como vai ser possível observar adiante. Na Figura ilustra-se uma vista das paredes de alvenaria exteriores em 3D.

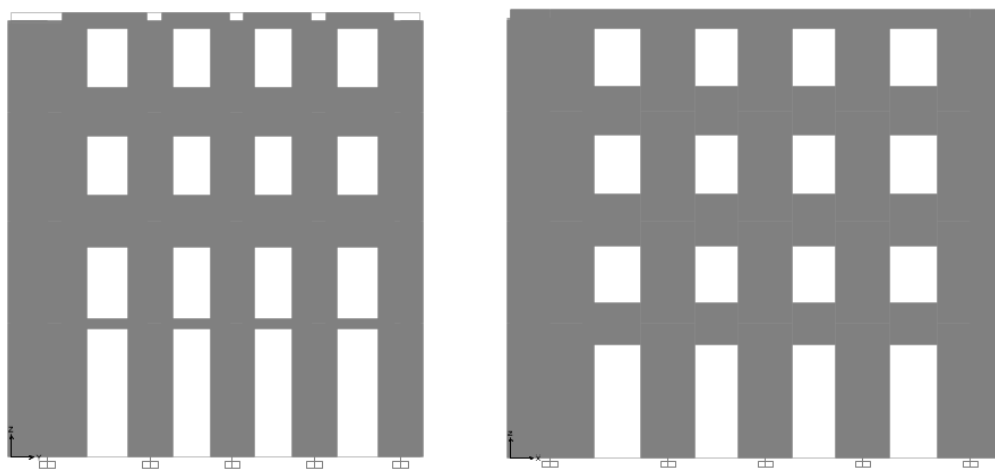


Figura 5.4 Vista extrudida dos pórticos equivalentes das fachadas da Rua dos Fanqueiros e da Rua da Assunção respetivamente.

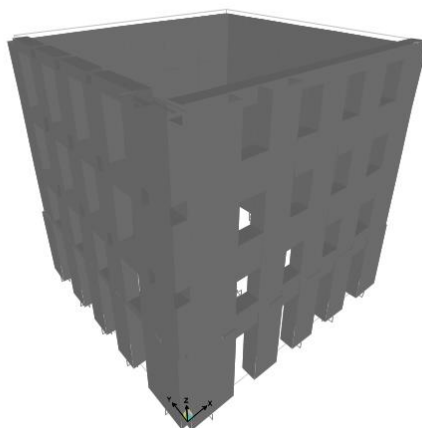


Figura 5.5 Vista 3D das paredes de alvenaria exterior com o método SAM3D.

Na Figura 5.6 apresenta-se a lei constitutiva presente nas rótulas plásticas que controlam o mecanismo de corte diagonal e na Figura 5.7 a lei constitutiva presente nas rótulas que controlam a flexão composta.

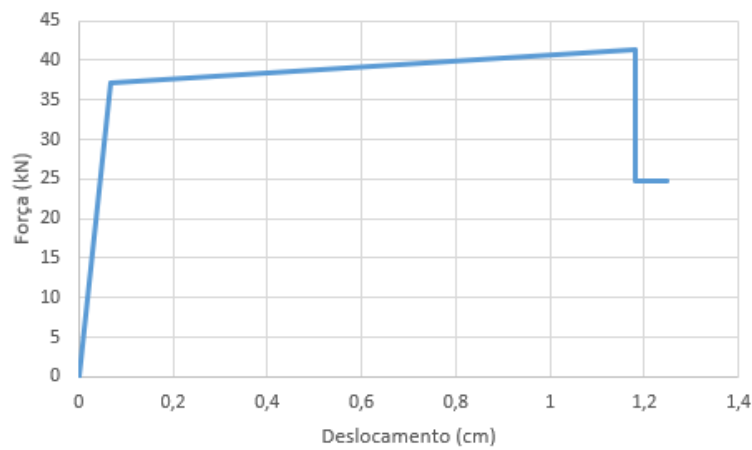


Figura 5.6 Lei constitutiva tipo presente nas rótulas plásticas que controlam o corte diagonal.

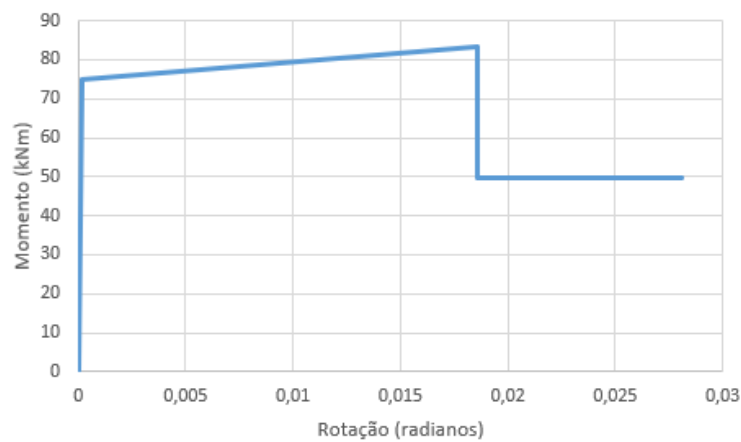


Figura 5.7 Lei constitutiva tipo presente nas rótulas plásticas que controlam a flexão composta.

b) Método Pantò

As paredes de alvenaria exterior modeladas através do método Pantò seguem a metodologia descrita na subsecção 3.2.2.c), onde a parede de alvenaria é discretizada com uma malha de macro-elementos constituídos por molduras rígidas rotuladas e ligadas entre si através de molas não lineares que controlam os mecanismos de rotura que pode ocorrer nestes elementos. Desta forma, espera-se conseguir identificar qual o mecanismo de rotura que se desenvolve numa estrutura sujeita a solicitações dinâmicas. De seguida, apresenta-se a forma como se obteve a configuração dos macro-elementos.

Definição da geometria das paredes

Na Figura 5.8 ilustra-se a configuração dos macro-elementos definida para as paredes da fachada. As paredes de empena apresentam uma configuração semelhante, na medida em que os macro-elementos apresentam o

mesmo comprimento e altura dos macro-elementos das paredes de fachada que lhe são paralelas, de modo a garantir um alinhamento para a inserção das vigas de pavimento e dos freixais das paredes frontais.

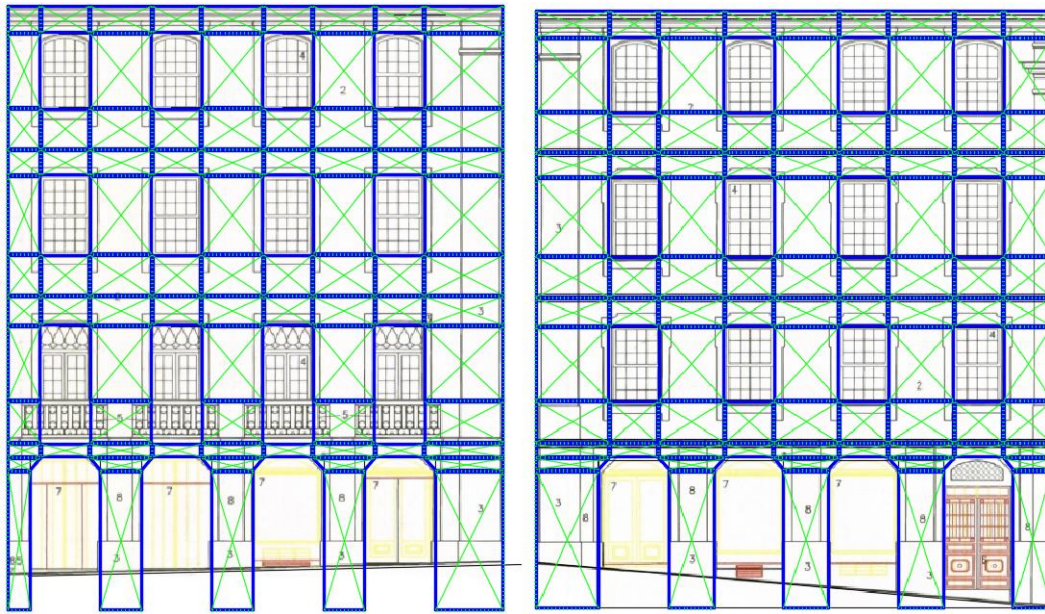


Figura 5.8 Malha utilizada para definir as fachadas da Rua dos Fanqueiros e da Rua da Assunção respetivamente

Calibração das molas

Para calibração das molas foi utilizado a metodologia proposta no subcapítulo 3.3.2.c).

As leis constitutivas das molas são as referidas anteriormente, em que na, direção transversal se adota uma lei constitutiva elasto-perfeitamente plástica (Figura 5.9), e, na direção longitudinal uma lei constitutiva rígido-plástica (Figura 5.10), enquanto nas molas diagonais a capacidade resistente segue o critério de Turnsek e Cacovic [30] (Figura 5.11)

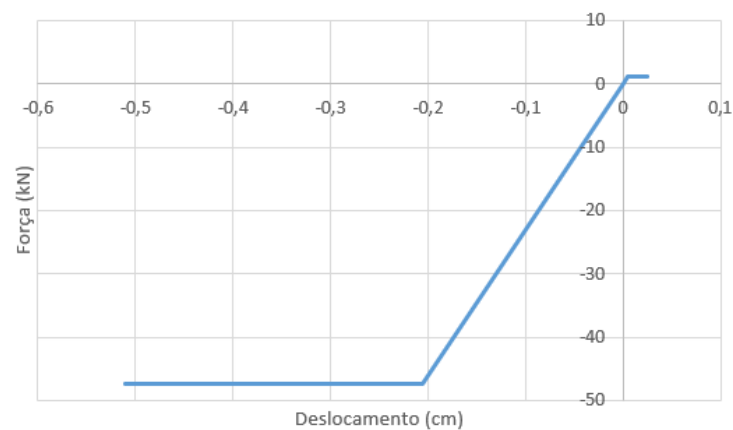


Figura 5.9 Lei constitutiva presente nas molas transversais.

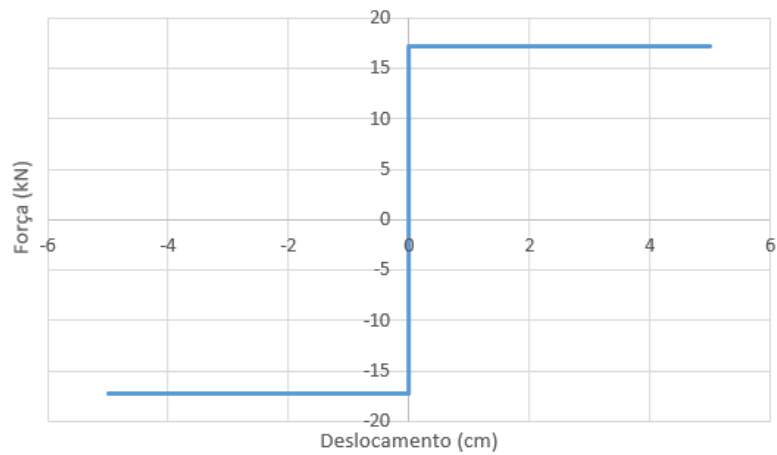


Figura 5.10 Lei constitutiva presente nas molas deslizantes.

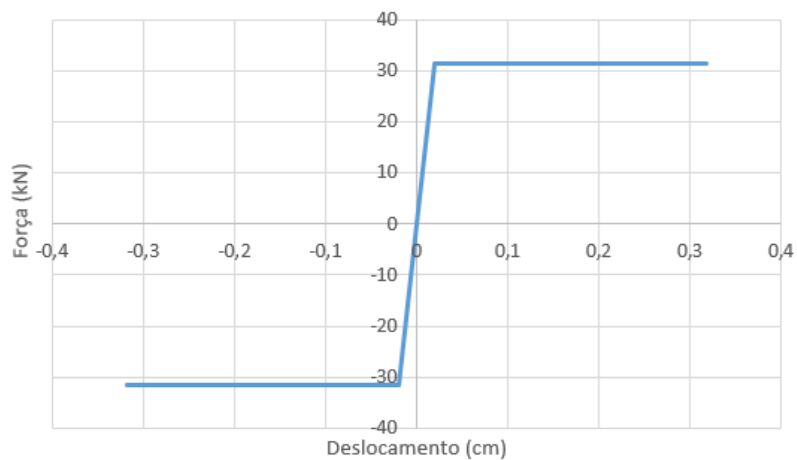


Figura 5.11 Lei constitutiva presente nas molas diagonais.

Caracterização do peso próprio e da massa

O peso próprio das paredes de alvenaria foi aplicado como uma carga distribuída em todas as molduras dos quatro elementos “*frame*” horizontais. Para tal, calculou-se o peso próprio de cada painel dividindo por quatro. De seguida, calculou-se a média do peso próprio de todos os painéis, sendo este o valor aplicado ao modelo. As massas foram aplicadas de forma idêntica ao peso próprio, na medida em que foram distribuídas ao longo dos elementos “*frame*” horizontais dos painéis.

Na Figura 5.12 mostra-se uma imagem 3D do modelo numérico, na qual as molas estão omissas para uma melhor visualização do modelo.

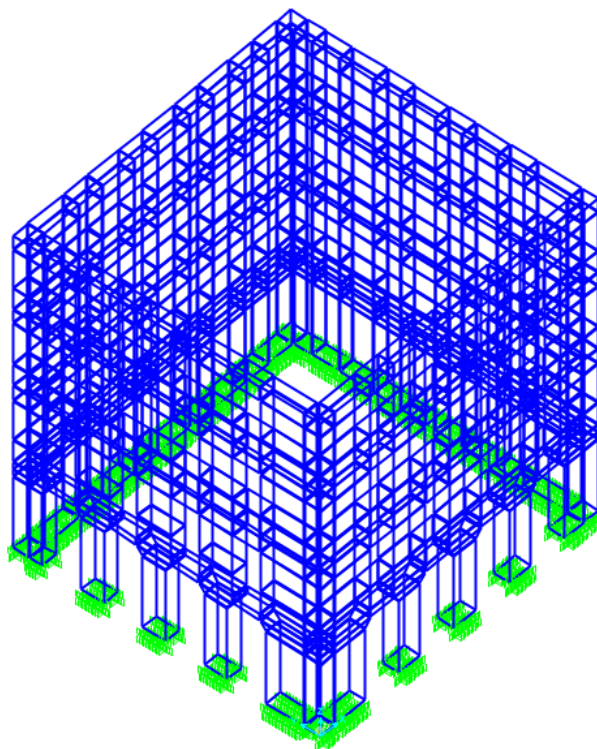


Figura 5.12 Paredes de alvenaria exteriores em SAP2000. (Molas não estão em vista)

5.2.2 Arcos e paredes interiores de alvenaria

No piso térreo admite-se que as paredes frontais descarregam num sistema de arcos suportados por paredes de alvenaria de pedra e colunas de pedra. As dimensões destas colunas variam entre os 0,60m e 0,80m [46], tendo-se adotado 0,7 m. De forma a simular corretamente a distribuição de esforços no arco, estes elementos foram modelados através de elementos tipo “frames” rígidos, libertando os momentos nas extremidades de forma a garantir que estes elementos resistem apenas a esforços axiais. O peso próprio e a massa dos arcos foram posteriormente aplicados, segundo o seu eixo longitudinal, de maneira a simular a transmissão das cargas, com os valores de 2,2 kN/m e 0,22 ton/m, respetivamente. Na Figura 5.13 apresenta-se um pormenor

da modelação dos arcos de alvenaria. As paredes interiores de alvenaria, existentes no piso térreo, foram modeladas através de elementos tipo “*Shell*”.

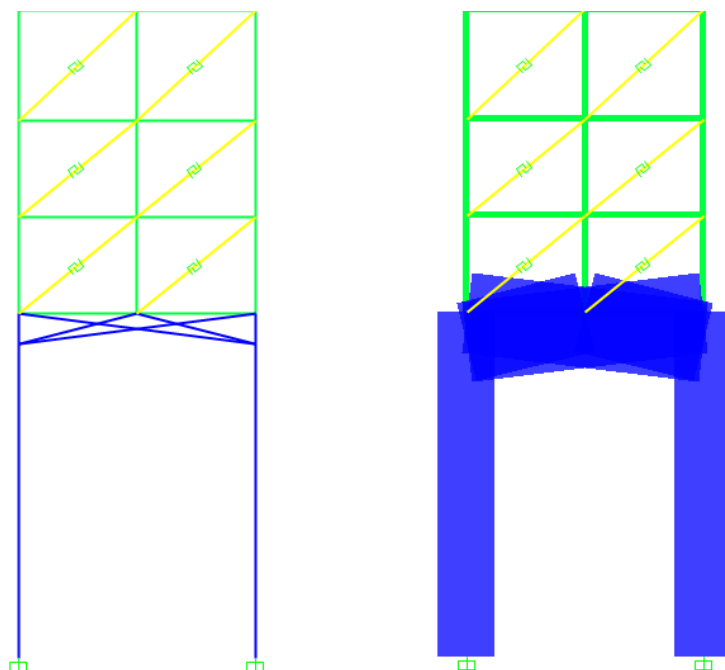


Figura 5.13 Pormenor da modelação dos arcos de alvenaria.

5.2.3 Paredes frontais

As paredes frontais foram modeladas segundo o método descrito em 3.3.3.b) e admitindo que as diagonais se ligam entre si através de ligações do tipo junção à meia-madeira. As dimensões para os elementos de madeira são as apresentadas anteriormente na Tabela 3.2. Como foi referido no início deste capítulo, admitiu-se uma configuração das paredes frontais segundo três alinhamentos perpendiculares à fachada da Rua da Assunção, mais três alinhamentos perpendiculares à fachada da Rua dos Fanqueiros, contínuos desde o primeiro piso até à cobertura/terceiro piso. Os frontais estão ligados às paredes exteriores através dos freixais. Na Figura 5.14 apresenta-se a disposição dos alinhamentos das paredes frontais.

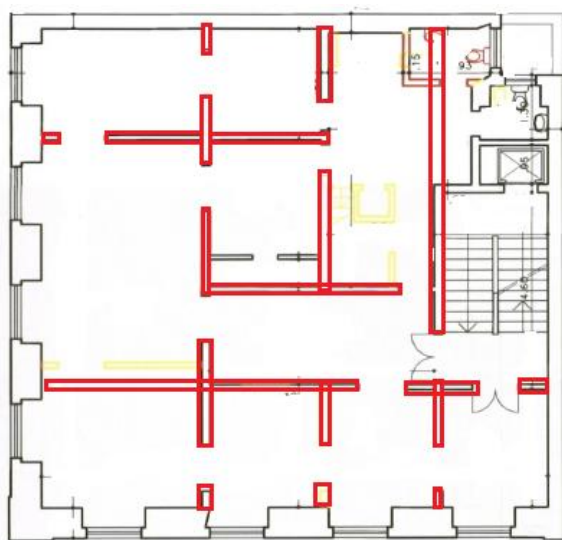


Figura 5.14 Alinhamentos das paredes frontais.

Na Figura 5.15 mostra-se em ambiente *SAP2000* a configuração do interior do edifício, com especial relevo para as paredes frontais e, onde, para uma maior clareza, as paredes de alvenaria exteriores não se encontram em vista e os pavimentos não se encontram representados.

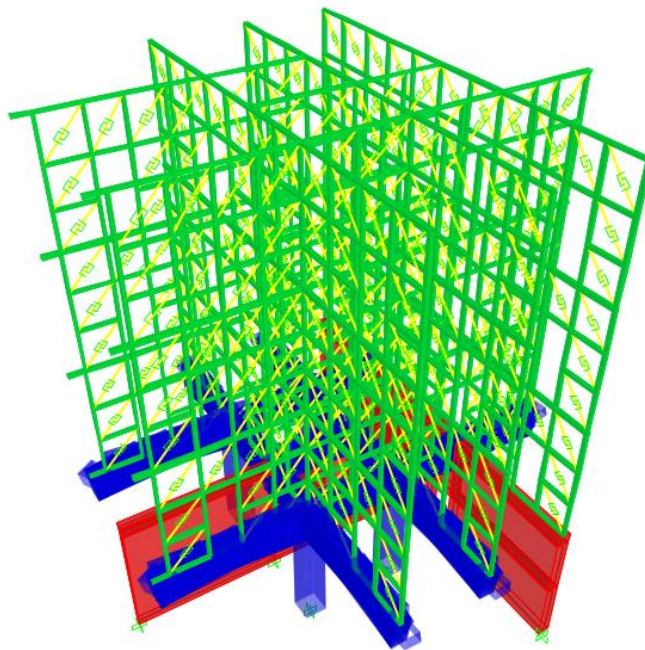


Figura 5.15 Vista interior do edifício em *SAP2000*.

5.2.4 Pavimentos

Os pavimentos foram modelados conforme descrito na subsecção 4.3. As vigas estão espaçadas de 0,4 m em 0,4 m, de forma a garantir que as ligações das vigas às paredes exteriores correspondam ao espaçamento existente entre as molas na interface do macro-elemento que constituem as paredes exteriores. As vigas do pavimento estão dispostas perpendicularmente à fachada da Rua dos Fanqueiros e assentam nas vigas de frechal das paredes frontais. De forma a obter uma rigidez mais realista, foi realizado um levantamento em 3

pavimentos de madeira antigos, extraídos de edifícios a demolir, da distância entre os pregos que ligam as tábuas do soalho ao pavimento.

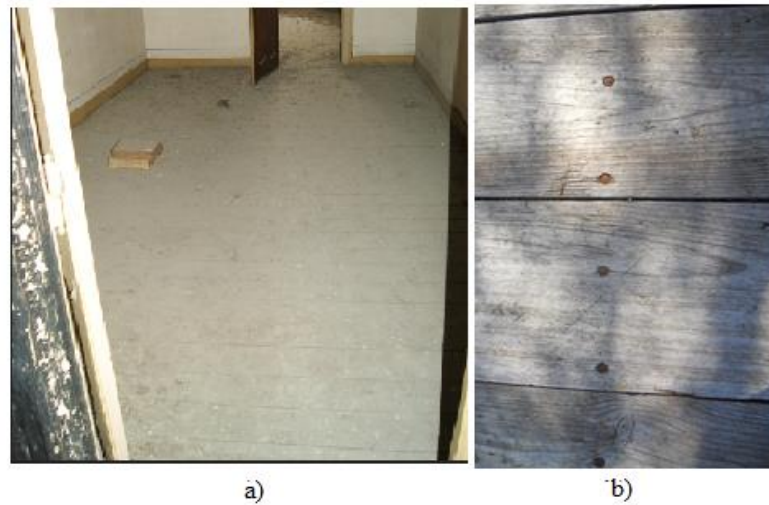


Figure 5.16 a) Pavimento antes de ser extraído; b) Distância entre as ligações.

Mediante este levantamento, obteve-se uma média de 7,3 cm, tendo-se considerado para o pavimento uma distância entre pregos de cerca de 7 cm. O pavimento foi modelado separadamente e inserido posteriormente no modelo, de forma a conferir a rigidez que os pavimentos conferem à estrutura. O modelo encontra-se simplesmente apoiado numa das extremidades inferiores, com apoios deslizantes nas zonas onde o pavimento estará assente sob os frechais. A rigidez inicial do pavimento é cerca de 675,3 kN/m, tendo-se obtido a resposta força-deslocamento que se mostra pelo gráfico da Figura 5.17.

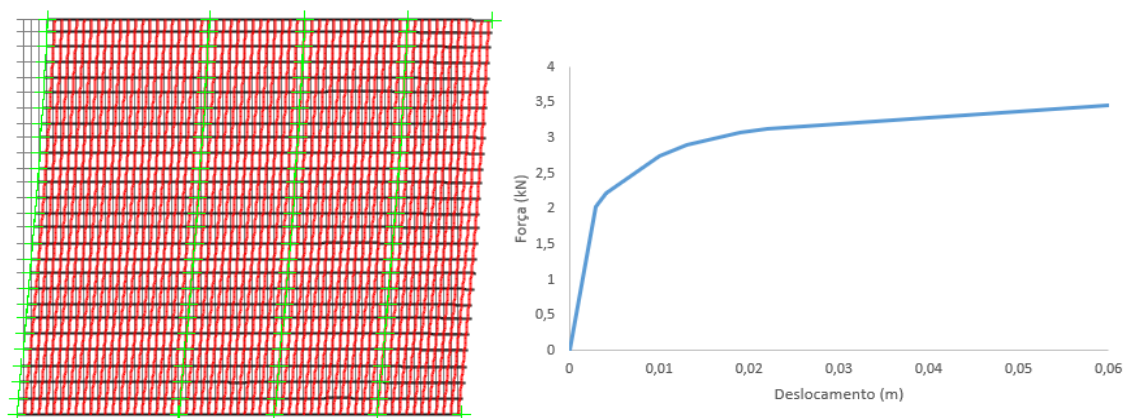


Figura 5.17 Deformada e curva de capacidade correspondente.

O edifício é constituído por quatro pavimentos, conforme se pode observar pela Figure 5.18. As paredes da fachada, o soalho e as molas não estão visíveis para uma melhor visualização das vigas.

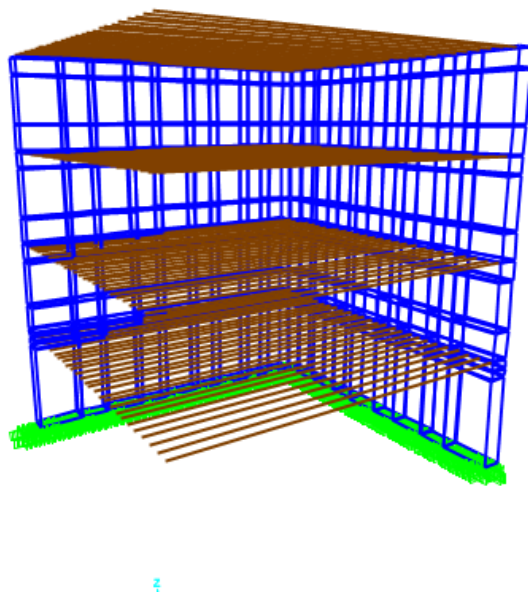


Figure 5.18 Vista dos pavimentos do edifício em ambiente SAP2000.

5.2.5 Modelo Final

Os elementos que constituem o interior do edifício, pavimentos, paredes frontais, arcos e paredes interiores são modelados da mesma forma nos dois modelos como se mostra na Figura 5.19. Devido ao recurso de metodologias diferentes para a modelação das paredes de alvenaria exteriores, chegou-se a dois modelos do edifício distintos.

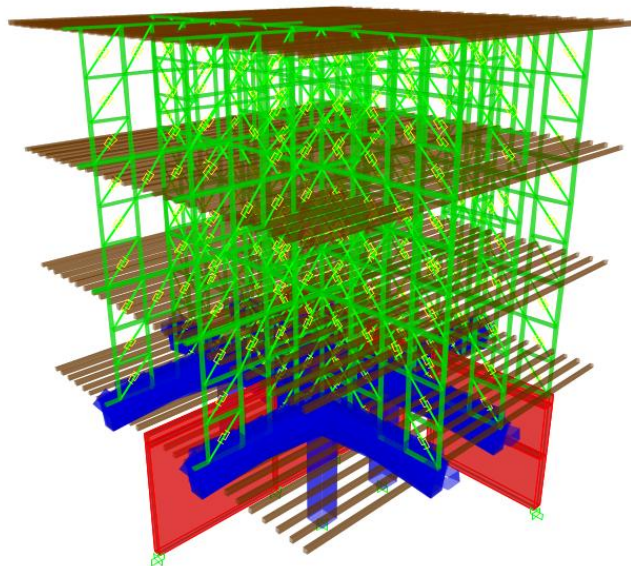


Figura 5.19 Vista 3D do interior de ambos os modelos.

6 ANÁLISE NÃO LINEAR DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO POMBALINO

Neste capítulo serão apresentados os critérios utilizados para a avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios de alvenaria, bem como os resultados das duas estratégias de modelação do comportamento não-linear de um edifício pombalino. Nos dois modelos foram realizadas quatro análises *pushover*. Assim, apresentam-se os resultados da análise efetuada em termos de resposta global, bem como, as deformadas correspondentes e os respetivos mecanismos que ocorrem nas paredes exteriores do edifício. Após a análise *pushover*, apresenta-se a análise dinâmica não linear do edifício, a partir de um acelerograma gerado artificialmente. Os resultados dos dois modelos serão apresentados de uma forma paralela de modo a serem claras a semelhanças e diferenças entre eles.

6.1 CRITÉRIOS DE AVALIAÇÃO DA VULNERABILIDADE SÍSMICA

Neste ponto explica-se o procedimento efetuado para o estudo da vulnerabilidade sísmica do edifício, considerando uma análise estática não linear (*pushover*) e uma análise dinâmica não linear com base em acelerogramas artificiais.

A metodologia seguida para a análise estática não linear, do caso de estudo, é a que se segue:

- Determinação das curvas de capacidade provenientes de uma análise *pushover*;
- Idealização bilinear das curvas de capacidade;
- Definição dos estados de dano.

A bi-linearização das curvas de capacidade consiste na substituição das curvas obtidas nas análises *pushover* por uma curva bilinear com uma área semelhante. Na Figura 6.1 ilustra-se um exemplo de uma curva bilinear.

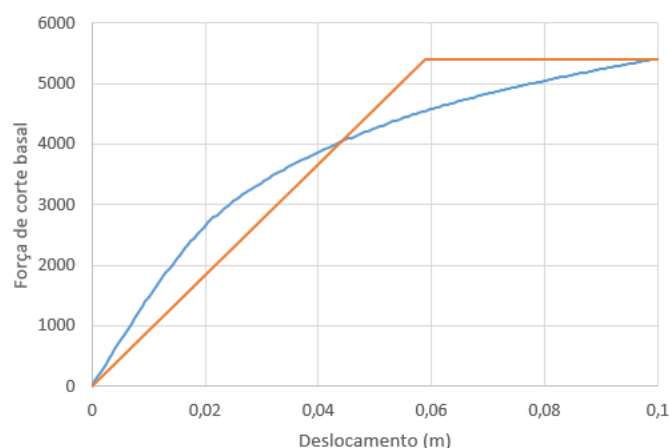


Figura 6.1 Exemplo de uma idealização bilinear.

Os estados de danos são definidos com base na avaliação do risco sísmico proposta no projecto Risk-UE, a partir da bi-linearização das curvas de capacidade considerando os valores d_y , correspondente plastificação da estrutura, e d_u , correspondente ao seu colapso. Assim os valores notáveis são os seguintes:

$$d_{s1} = 0.7dy \quad (33)$$

$$d_{s2} = dy \quad (34)$$

$$d_{s3} = dy + 0.25(du - dy) \quad (35)$$

$$d_{s4} = du \quad (36)$$

Os limites considerados anteriormente definem diferentes estados de dano com base nos valores na Tabela 6.1.

Tabela 6.1 Definição dos estados de dano proposto por Calvi [47].

Estado de dano		Descrição
DS1	Sem danos	Compreendido entre zero e "LS1" de cerca 0.1% de drift
DS2	Danos estruturais mínimos e/com danos não estruturais moderados	Estrutura pode ser utilizada após o sismo sem reparações; Entre "LS1" e "LS2", que corresponde a 0,3 de drift
DS3	Danos estruturais significativos com danos não estruturais extensivos.	Edifício pode ser utilizado após um sismo após reparações; Entre "LS2" e "LS3", que corresponde a 0,5 de drift
DS4	Colapso da estrutura	A reparação do edifício não é possível nem é economicamente viável A estrutura necessita de ser demolida.

Com a modelação da estrutura a partir do método SAM3D é possível considerar estados de danos a um nível local como está ilustrado na Figura 6.2 e cujos pontos notáveis da curva foram mostrados na subsecção 3.2.2.

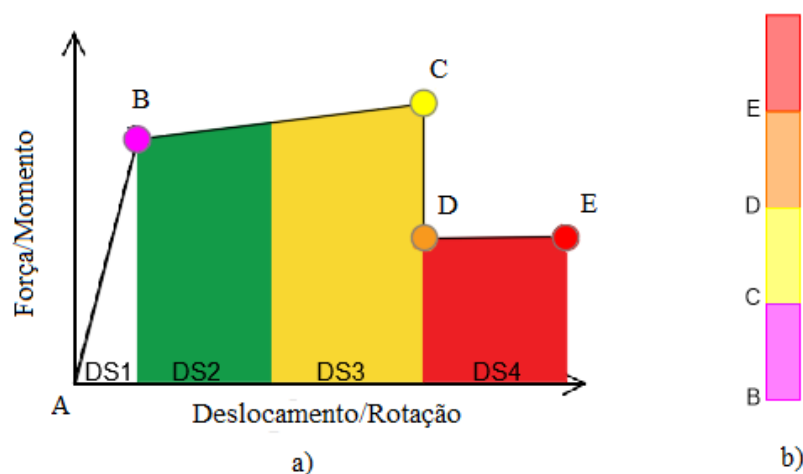


Figura 6.2 Definição dos estados de danos locais, a) Lei constitutiva das rótulas plásticas e b) Legenda do SAP2000. (Adaptado de [25]).

Em relação à análise dinâmica não linear será seguido a seguinte metodologia:

- Comparação da resposta da estrutura a um sismo artificial com as curvas de capacidade obtidas através das análises *pushover*;
- Estudo dos danos existentes nos diferentes elementos, nomeadamente nas paredes da fachada e nas paredes frontais;
- Avaliação dos deslocamentos para fora do plano das fachadas, consoante a avaliação de danos com base no drift entre os pisos.

Para a avaliação da resposta sísmica é necessário definir a ação sísmica em forma de acelerogramas. Os acelerogramas foram gerados artificialmente a partir de uma rotina de *MatLab*, desenvolvida por C. Cismasiu e J.N. Varandas, em conformidade com o espectro elástico definido em NP EN 1998-1, segundo o qual é necessário gerar três acelerogramas artificiais.

O espectro de resposta elástico regulamentar é definido em função da sismicidade local, que considera as características do terreno onde o edifício está situado, a classe de importância do edifício, assim como, o coeficiente de amortecimento. Na Tabela 6.2 apresenta-se a caracterização da ação sísmica utilizada para o caso de estudo. Em Portugal existem dois tipos de ação sísmica a considerada, contudo a selecionada é do Tipo 1 uma vez que é a mais desfavorável para o caso de estudo [48].

Tabela 6.2 Caracterização da ação sísmica.

Caracterização da ação sísmica horizontal		
Ação sísmica	Tipo 1	
Zona sísmica	Lisboa	Zona 3
Tipo de terreno	D	
Classe de importância	Nível 2	
Amortecimento	$\xi=5\%$	
Duração	45 s	

O espectro de resposta elástico gerado tendo em conta as características da Tabela 6.2 o é o ilustrado na figura.

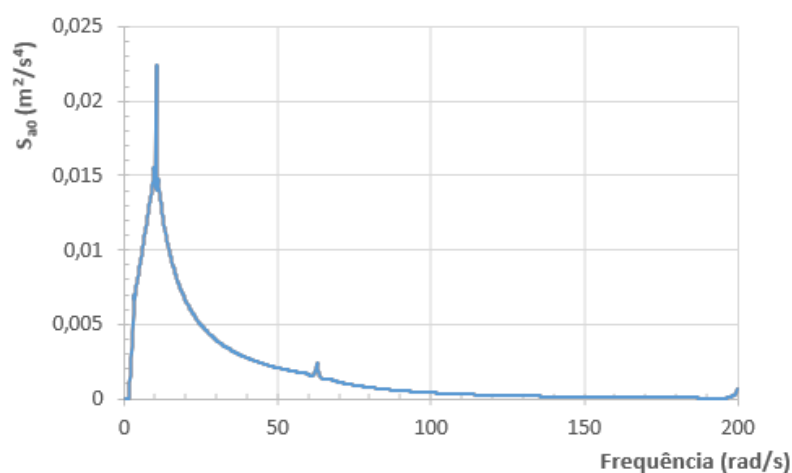


Figura 6.3 Densidade espectral de potência de aceleração.

Um dos acelerogramas gerados através do espectro de potência é o apresentado na Figura 6.4.

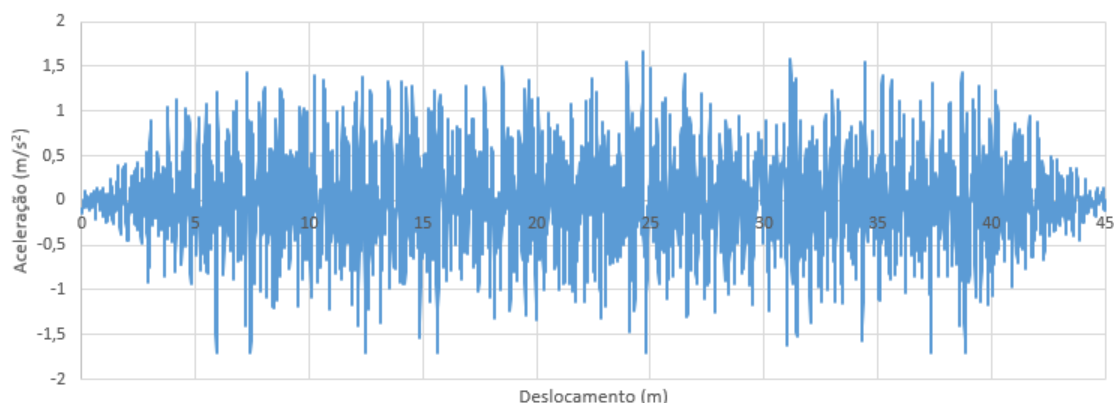


Figura 6.4 Acelerograma gerado artificialmente $PGA = 1,7 \text{ m/s}^2$

De acordo com NP EN 1998-1 (3.2.3.1.2(4)) devem ser gerados três acelerogramas e nenhum valor do espectro de resposta médio calculado não deverá ser inferior a 90% do valor do espectro da resposta elástica como mostra a Figura 6.5

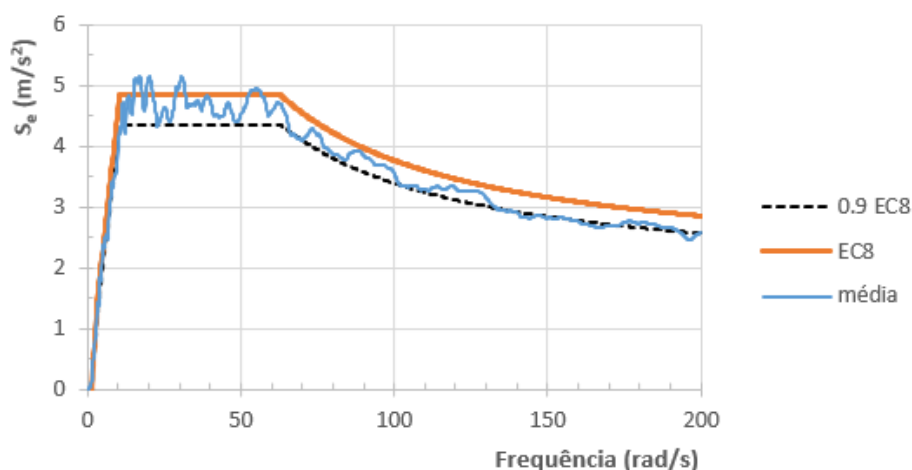


Figura 6.5 Comparação entre o espectro de resposta regulamentar e o calculado.

6.2 ANÁLISE MODAL

Após a modelação do edifício fez-se uma análise modal dos dois modelos realizados, um com o método Pantò e o outro com o método SAM3D. Na Tabela 6-3 apresentam-se os resultados para os primeiros 30 modos de vibração, constatando-se que as frequências próprias do modelo realizado com o método Pantò são maiores que as do modelo realizado com o método SAM3D. O que significa que o modelo do edifício realizado com o método Pantò é mais rígido que o modelo do edifício realizado através do método SAM3D.

Tabela 6.3 Comparação entre os períodos e frequências próprias dos dois métodos de modelação.

Modo	Período (s)		Frequência (Hz)	
	Pantò	SAM3D	Pantò	SAM3D
1	0,49	0,85	2,05	1,18
2	0,35	0,82	2,84	1,23
3	0,34	0,72	2,98	1,40
4	0,34	0,27	2,98	3,70
5	0,24	0,26	4,14	3,78
6	0,18	0,24	5,48	4,20
7	0,18	0,24	5,53	4,25
8	0,16	0,22	6,09	4,47
9	0,15	0,21	6,52	4,83
10	0,13	0,18	7,91	5,60
11	0,12	0,17	8,59	5,75
12	0,11	0,17	8,70	5,92
13	0,11	0,16	8,91	6,22
14	0,11	0,16	8,94	6,42
15	0,11	0,15	9,40	6,51
16	0,11	0,14	9,50	6,98
17	0,10	0,14	9,96	7,03
18	0,10	0,14	10,27	7,23
19	0,10	0,13	10,33	7,59
20	0,10	0,13	10,35	7,70
21	0,10	0,13	10,47	7,95
22	0,09	0,12	11,06	8,23
23	0,09	0,12	11,09	8,36
24	0,09	0,12	11,53	8,48
25	0,09	0,12	11,60	8,57
26	0,09	0,11	11,69	8,74
27	0,08	0,11	11,96	8,98
28	0,08	0,11	12,05	8,99
29	0,08	0,11	12,20	9,34
30	0,08	0,10	12,21	9,57

Na Tabela 6-4 apresenta-se o factor de participação da massa e a massa acumulada nas duas direcções. É possível observar que os dois modelos diferem na medida em que, nos dois primeiros modos de vibração para o método Pantò existe uma maior proximidade dos valores da participação da massa, 20,64% em x e 36,24% em y, enquanto no método SAM3D os valores apresentam uma maior discrepância, 34,17% em x, e 10,50% em y. A principal diferença entre os modelos é que, para o método Pantò, o primeiro modo é essencialmente de translação segundo y e o segundo modo de translação segundo x, enquanto no método SAM3D a translação segundo x ocorre no primeiro modo e no segundo modo ocorre a translação em y. Contudo, em ambos os casos, a distribuição da rigidez da estrutura não está simétrica devido à configuração interior do edifício uma vez que se verifica a participação de massa nas duas direcções no primeiro e no segundo modo.

Tabela 6.4 Contribuição da massa e da massa acumulada nas duas direções.

Modo	Participação da massa em x		Participação da massa em y		Participação de massa acumulada em x		Participação de massa acumulada em y	
	Pantò	SAM3D	Pantò	SAM3D	Pantò	SAM3D	Pantò	SAM3D
1	20,64%	34,17%	36,24%	10,50%	36,24%	34,17%	36,24%	10,50%
2	47,11%	7,31%	25,57%	56,44%	61,81%	41,48%	61,81%	66,94%
3	0,01%	25,30%	0,11%	0,17%	61,92%	66,78%	61,92%	67,11%
4	0,61%	4,62%	0,50%	10,23%	62,42%	71,40%	62,42%	77,34%
5	5,19%	13,82%	6,63%	2,44%	69,04%	85,22%	69,04%	79,78%
6	1,35%	0,56%	0,04%	0,20%	69,09%	85,77%	69,09%	79,98%
7	0,02%	0,00%	0,02%	5,54%	69,10%	85,77%	69,10%	85,52%
8	3,47%	0,71%	14,39%	0,01%	83,49%	86,48%	83,49%	85,53%
9	11,20%	0,07%	3,17%	0,02%	86,66%	86,55%	86,66%	85,55%
10	0,97%	1,04%	0,09%	1,28%	86,76%	87,59%	86,76%	86,83%
11	0,25%	5,83%	0,74%	0,11%	87,49%	93,42%	87,49%	86,94%
12	0,13%	0,18%	0,04%	0,01%	87,53%	93,60%	87,53%	86,95%
13	0,00%	0,02%	0,00%	2,39%	87,53%	93,62%	87,53%	89,34%
14	0,00%	0,67%	0,00%	2,62%	87,54%	94,30%	87,54%	91,97%
15	0,08%	1,01%	0,09%	0,59%	87,63%	95,31%	87,63%	92,56%
16	0,24%	0,00%	0,31%	2,47%	87,93%	95,31%	87,93%	95,03%
17	0,00%	0,88%	0,42%	0,02%	88,35%	96,19%	88,35%	95,05%
18	0,11%	0,40%	0,01%	0,01%	88,36%	96,59%	88,36%	95,06%
19	0,03%	1,77%	0,22%	0,00%	88,58%	98,37%	88,58%	95,06%
20	0,00%	0,03%	0,00%	0,04%	88,58%	98,40%	88,58%	95,10%
21	0,24%	0,00%	0,05%	0,56%	88,63%	98,40%	88,63%	95,66%
22	0,24%	0,04%	0,04%	0,03%	88,67%	98,44%	88,67%	95,69%
23	0,65%	0,00%	2,24%	1,20%	90,91%	98,44%	90,91%	96,89%
24	0,21%	0,06%	0,36%	0,10%	91,27%	98,50%	91,27%	96,99%
25	0,05%	0,06%	0,07%	0,00%	91,33%	98,56%	91,33%	96,99%
26	0,09%	0,00%	0,18%	0,45%	91,52%	98,56%	91,52%	97,45%
27	0,07%	0,11%	0,02%	0,01%	91,53%	98,67%	91,53%	97,46%
28	0,00%	0,02%	0,00%	0,01%	91,54%	98,69%	91,54%	97,47%
29	0,08%	0,09%	0,00%	0,08%	91,54%	98,78%	91,54%	97,55%
30	0,03%	0,00%	0,01%	0,01%	91,55%	98,78%	91,55%	97,55%

6.3 ANÁLISE ESTÁTICA NÃO LINEAR (PUSHOVER)

Como foi referido anteriormente foram utilizados dois modelos numéricos para modelar o edifício em estudo. Em ambos os modelos foram realizadas quatro análises *pushover*, que consistiram na aplicação de um carregamento lateral ao longo da fachada posterior com o seu deslocamento medido no topo do edifício, com sentido e direções diferentes, de forma a determinar a capacidade resistente do edifício. A Figura 6.6 ilustra a direção e o sentido das análises realizadas.

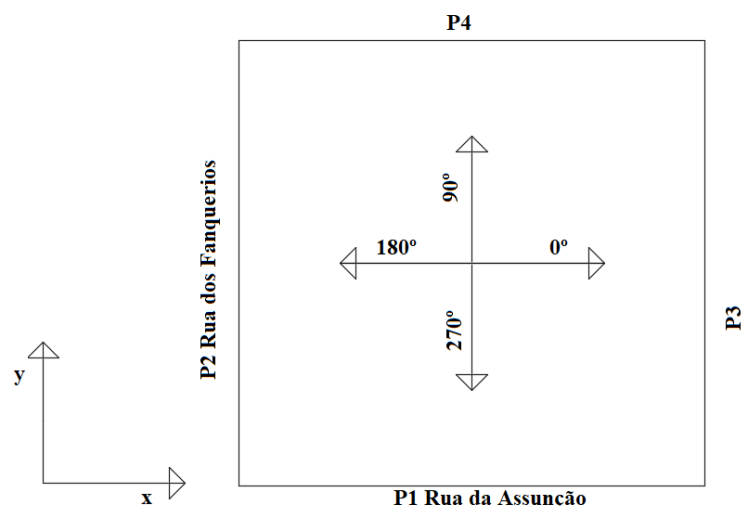


Figura 6.6 Esquema da direção e do sentido das análises realizadas

6.3.1 Método Pantò

Apresentam-se, em primeiro lugar, os resultados provenientes da modelação com o método Pantò. Na Figura 6.7 apresentam-se as curvas de capacidade, obtidas a partir das análises pushover, segundo a direção x e y, respetivamente. A força de corte basal segundo a direção x máxima é de 5404 kN para um deslocamento de 0,1 m e, na direção y, para um deslocamento de 0,08 m, a força máxima é de 4089 kN. Nos deslocamentos negativos é possível observar que a análise parou mais cedo em relação às análises nos sentidos positivos. Isto ocorreu devido a problemas de convergência no modelo numérico. Os problemas de convergência podem dever-se às características não-lineares consideradas para as molas ou à proximidade do nó escolhido para monitorização de uma zona que entra em colapso. Nas Figuras 6.8 e 6.9 apresentam-se as deformadas do modelo correspondentes segundo a direção x e y respetivamente. É possível observar o desacoplar das paredes da fachada às suas paredes ortogonais.

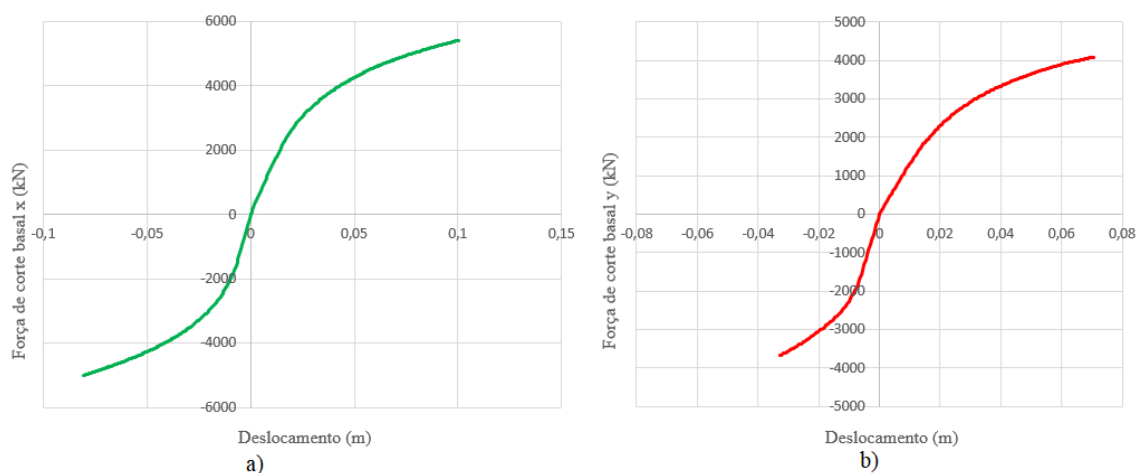


Figura 6.7 Curvas de capacidade. a) direção x; b) direção y.

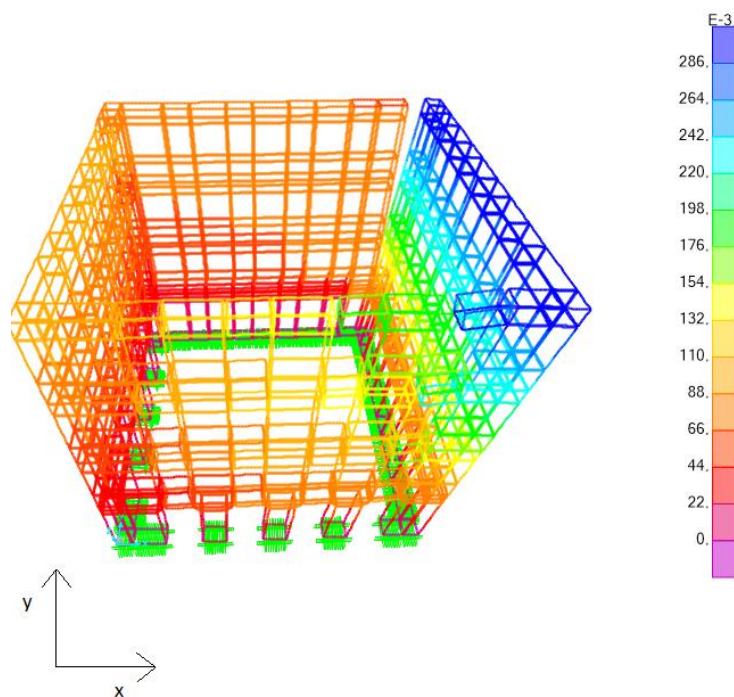


Figura 6.8 Deformada do modelo segundo a direcção x.

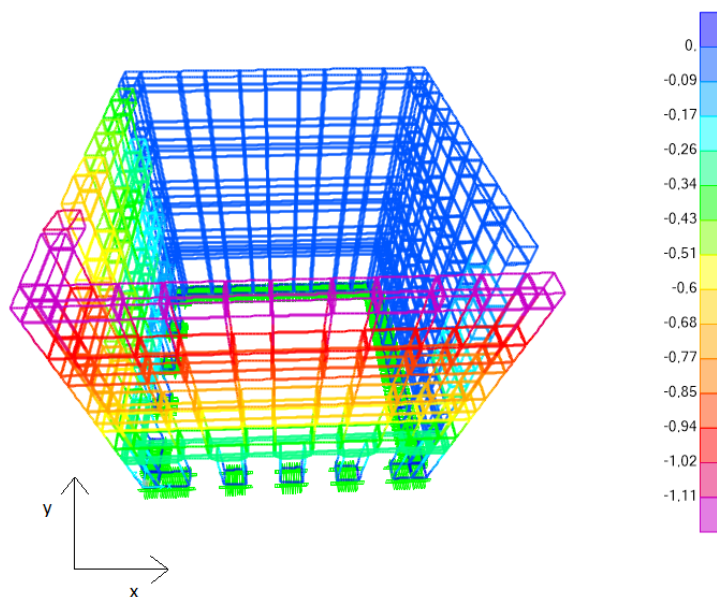


Figura 6.9 Deformada do modelo segundo a direcção y.

Há vários aspetos da modelação, segundo este método, que foi difícil de implementar no programa *SAP2000* devido a problemas de convergência. A relação constitutiva presente nas molas transversais axiais é elástica-perfeitamente plástica, o que não representa o comportamento real da alvenaria sobretudo à tração que, na realidade, tem um comportamento frágil. Outro aspeto que foi difícil de modelar com este método foi o deslizamento entre macro-elementos, uma vez, que o modelo apresenta problemas de convergência para os valores calculados segundo a superfície de cedência de Coulomb. Para contornar este problema optou-se por valores do deslizamento mais elevados, por forma a evitar os problemas de convergência. O conjunto destes dois fatores pode sobrestimar a capacidade resistente da estrutura.

Assim, optou-se por modelar as paredes exteriores com outro método, designadamente o SAM3D. De forma a avaliar o comportamento dos dois métodos apresenta-se na Figura 6.10, a modelação apenas das paredes de alvenaria exterior através destes métodos. Na fase elástica, o comportamento dos dois métodos é idêntico. No entanto, o modelo SAM3D apresenta uma abordagem mais conservativa, uma vez que atinge a fase plástica primeiro.

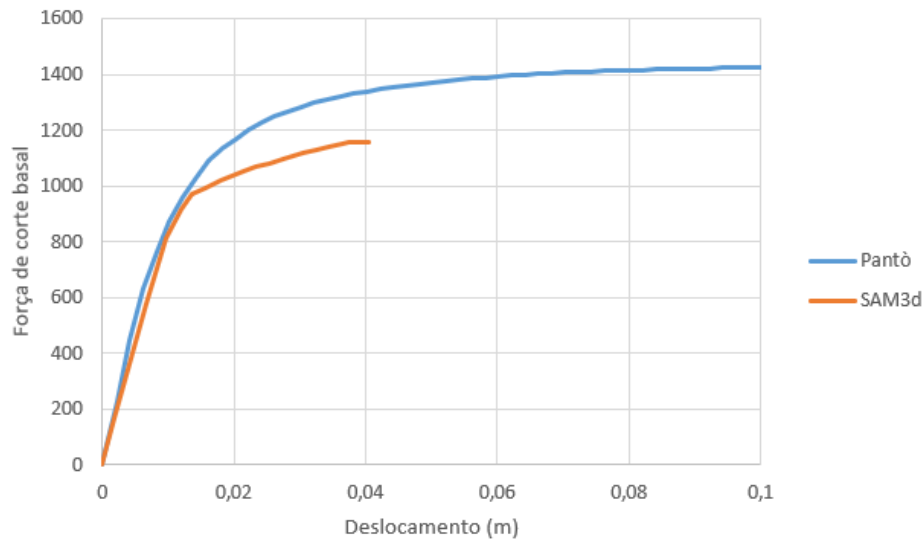


Figura 6.10 Comparação entre curvas de capacidade do modelo de paredes de alvenaria exterior.

Na Figura 6.11 mostra-se a diferença entre os dois métodos quando se modelam todos os elementos estruturais, em que se verifica que a capacidade resistente da estrutura segundo o método Pantò é significativamente mais elevada.

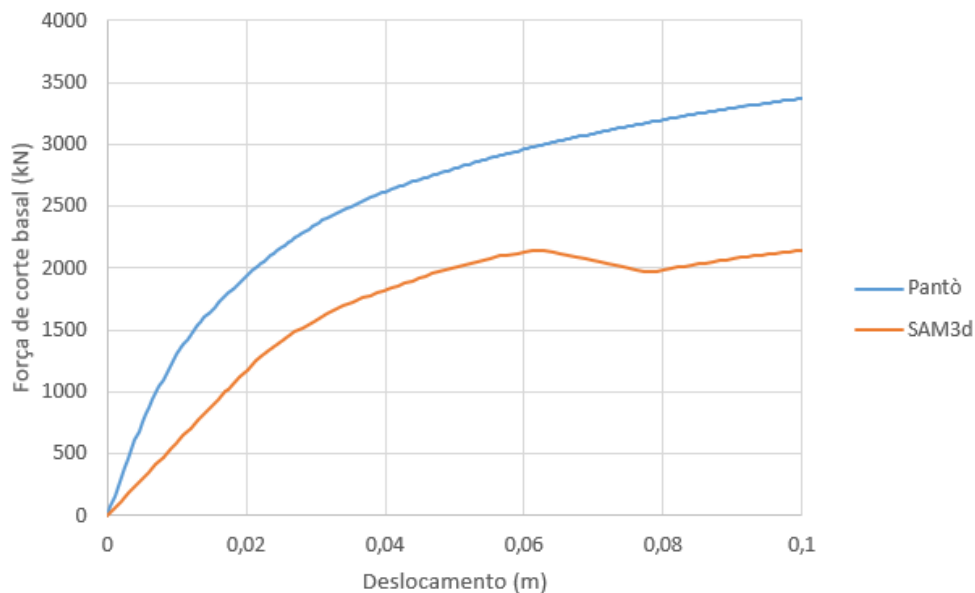


Figura 6.11 Comparação entre as curvas de capacidade do modelo completo.

Outra diferença entre os dois métodos é o esforço computacional. Todas as análises realizadas no *software* SAP2000 na presente dissertação foram efetuadas num computador ASUS X554L, com CPU Intel Core i5-5200U 2.7GHz com 4 GB de memória. Assim, apresenta-se na Tabela 6.5, o tempo que demorou cada análise

pushover realizada para a modelação das paredes de alvenaria exterior e para a modelação da estrutura completa. É possível observar que existe uma grande diferença no esforço computacional entre os dois métodos, sendo o método SAM3D bastante mais rápido que o método Pantò.

Tabela 6.5 Duração das análises pushover. Formato em hh:mm:ss.

Método\Modelo	Paredes de alvenaria exterior				Completo			
	0º	180º	90º	270º	0º	180º	90º	270º
Pantò	00:15:26	00:38:01	00:15:14	00:11:06	03:15:04	02:34:29	04:14:06	03:53:30
SAM3D	00:00:10	00:00:10	00:00:09	00:00:08	00:30:41	00:27:52	00:20:32	00:21:04

Tendo em conta todos os fatores apresentados optou-se no estudo do edifício completo por avaliar a estrutura através do método SAM3D.

6.3.2 Método SAM3D

Na direção x foram realizadas duas análises pushover, cada uma com sentidos opostos. Na Figura 6.12 apresenta-se a curva de capacidade na direção x, segundo o sentido positivo (sentido 0º) e o sentido negativo, (180º). É possível observar que a curva de capacidade tem um comportamento semelhante nos dois sentidos com os deslocamentos últimos de 0,13m. A força de corte basal máxima é cerca de 2248kN.

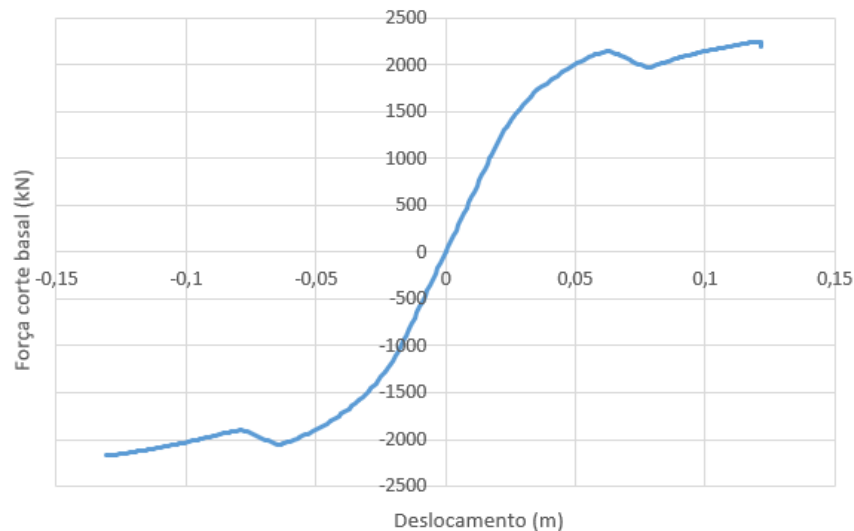


Figura 6.12 Curva de capacidade dinâmica do modelo SAM3D na direção x.

Para a análise dos danos na parede da fachada será analisado apenas uma direção, uma vez que, o edifício se comporta de uma forma semelhante para as duas direções. Assim será feita a avaliação dos danos, para a análise *pushover*, na direção x (sentido 0º). Na Figura 6.13 apresenta-se a curva de capacidade com os seus limites notáveis, em que $ds1 = 0,038$ m, $ds2 = 0,054$ m, $ds3 = 0,071$ m, $ds4 = 0,121$ m.

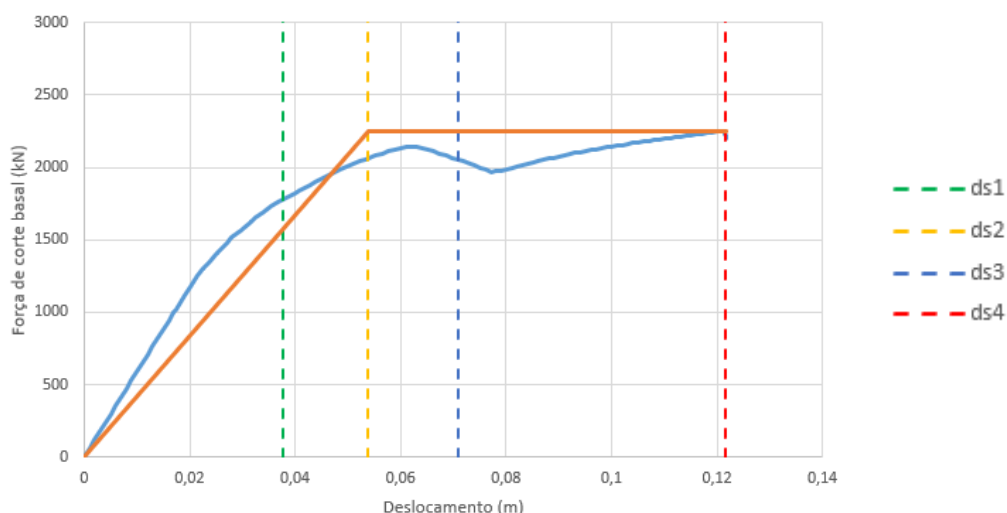


Figura 6.13 Curva bilinear de capacidade na direção x no sentido 0° com os limites notáveis.

De forma a facilitar a compreensão da localização de certos elementos da fachada, apresenta-se na Figura 6.14 a planta tipo do edifício com uma grelha de eixos que passam pelas paredes da fachada. A fachada da rua da Assunção encontra-se sob o alinhamento A2 e a fachada da rua dos Fanqueiros encontra-se no alinhamento A1.

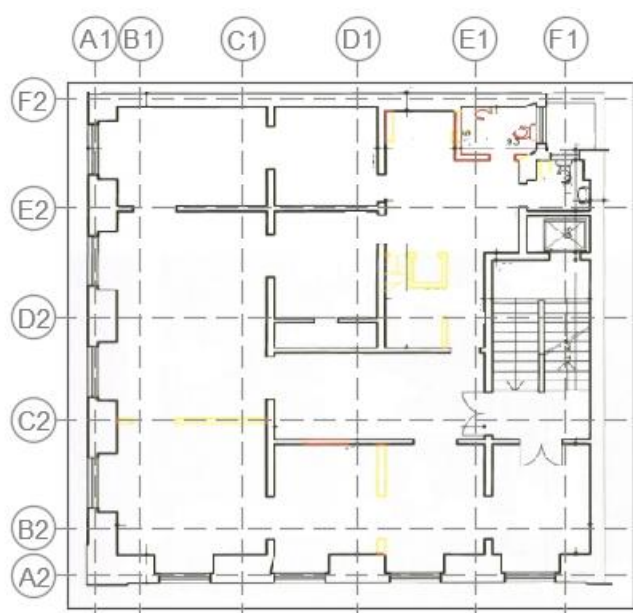


Figura 6.14 Grelha de localização.

Com base nos limites notáveis apresenta-se na Figura 6.15, os danos no plano da fachada que correspondem à solicitação segundo x, na parede do alinhamento A2. Como seria de esperar em $ds1 = 0,038$ m começam a existir danos na fachada, nomeadamente, danos muito ligeiros (assinalados a roxo) nos nembos ao nível do piso 0 e 1. Em $ds2 = 0,054$ m já é possível observar danos moderados, a amarelo, devido a esforços de corte nos nembos C1 e D1 no primeiro piso, danos ligeiros no terceiro piso. No ponto da curva $ds3 = 0,071$ m é possível observar o aparecimento de danos ligeiros no terceiro piso, com o colapso dos nembos B1 e F1 ao nível do primeiro piso devido a corte diagonal. Por fim, no deslocamento último $ds4 = 0,12$ m ocorre o colapso em todos os nembos no primeiro piso devido ao corte diagonal. É importante relembrar que as rótulas a meio

vão concentram os danos provenientes de esforços de corte, simulando o mecanismo de colapso por corte diagonal e as rótulas na base e no topo dos elementos “*frame*” concentram os danos provenientes de esforços de flexão, simulando os mecanismos de colapso de flexão composta.

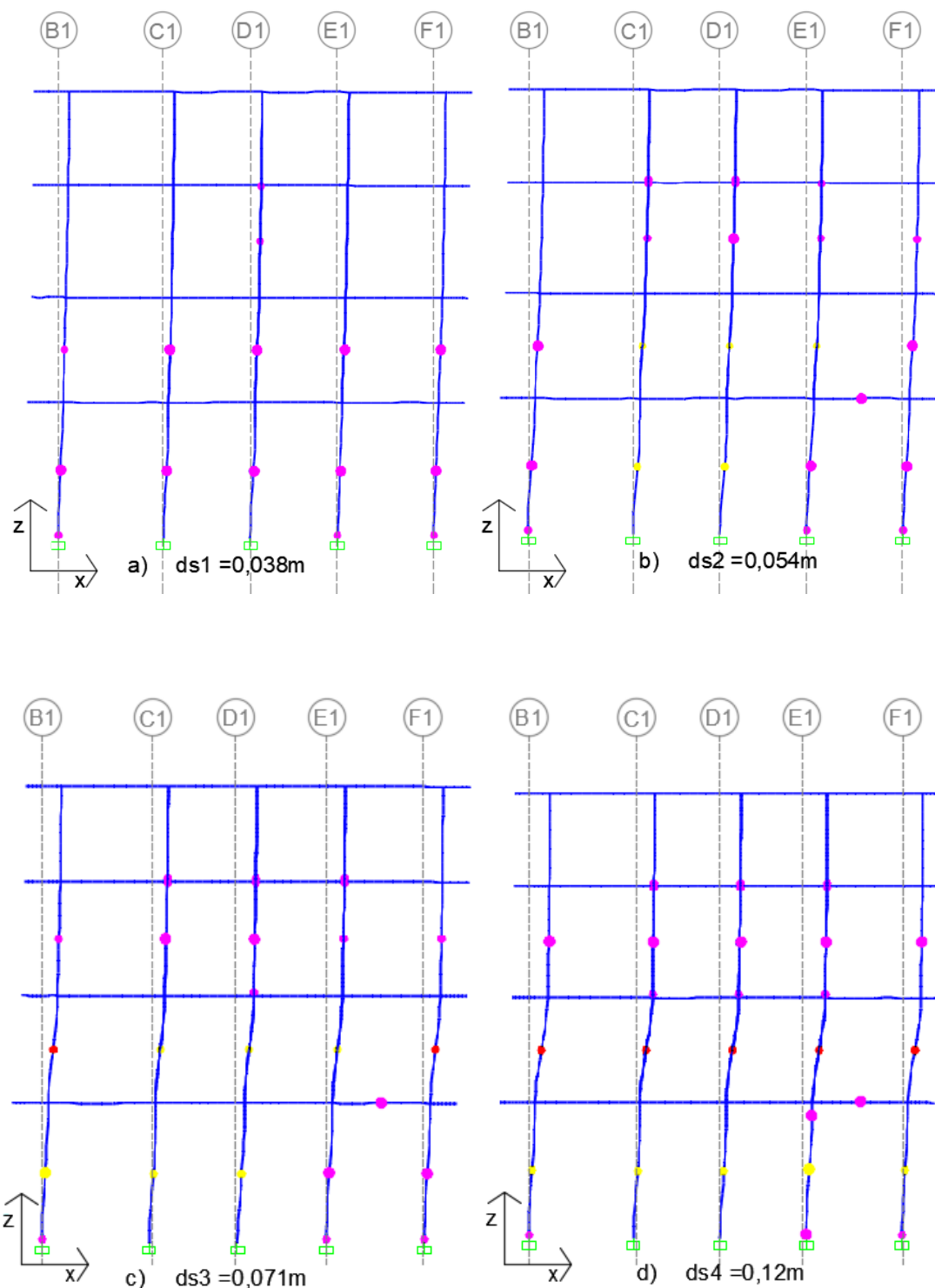


Figura 6.15 Danos presentes na fachada da Rua da Assunção para os deslocamentos a) $ds1$; b) $ds2$; c) $ds3$ e d) $ds4$.

Em relação ao resto do edifício é possível observar na Figura 6.16 os danos muito ligeiros a ligeiros devido ao deslocamento para fora do plano da fachada da Rua dos Fanqueiros.

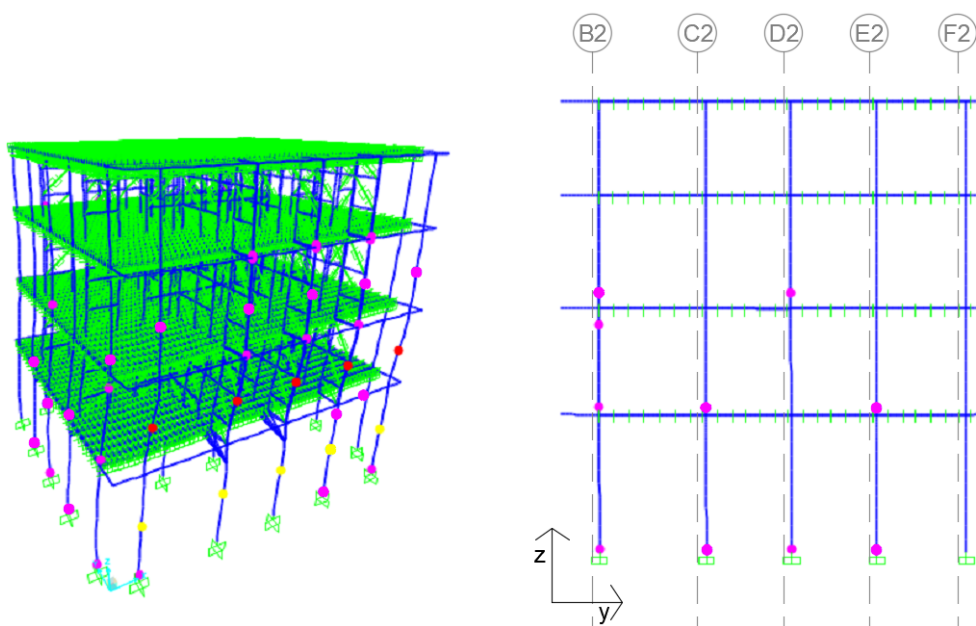


Figura 6.16 a) Deformada última do edifício na análise pushover na direção x e b) danos na fachada da Rua dos Fanqueiros.

Na direção y foram realizadas duas análises *pushover* em sentidos opostos. Na Figura 6.17 apresenta-se a curva de capacidade na direção y segundo o sentido positivo, (sentido 90°) e o sentido negativo, (270°). É possível observar que a curva de capacidade tem um comportamento semelhante nos dois sentidos, com os deslocamentos últimos de 0,15m. A força de corte basal máxima é cerca de 2536kN. Nesta direção, o edifício apresenta uma maior capacidade devido à configuração das paredes interiores, uma vez que, na direção y existem três alinhamentos de paredes frontais que unem as duas paredes paralelas, enquanto que na direção x existe apenas um alinhamento.

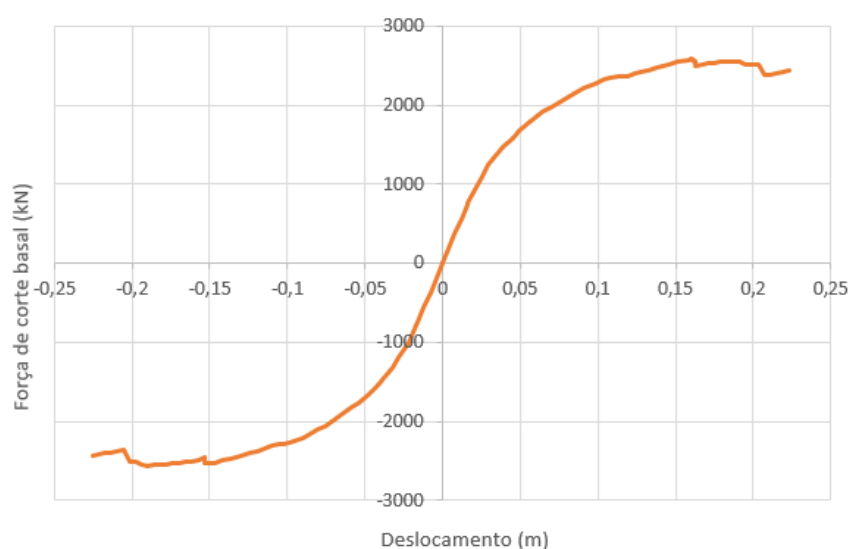


Figura 6.17 Curva de capacidade dinâmica do modelo SAM3D na direção y.

Para a análise dos danos na parede da fachada será analisado, mais uma vez, apenas uma direção, dado que as curvas de capacidade são simétricas. Assim será feita a avaliação dos danos para a análise *pushover*, na

direção y, no sentido 90°. Na Figura 6.18 apresenta-se a curva de capacidade com os seus limites notáveis, em que $ds1 = 0,065$ m, $ds2 = 0,093$ m, $ds3 = 0,126$ m, $ds4 = 0,223$ m.

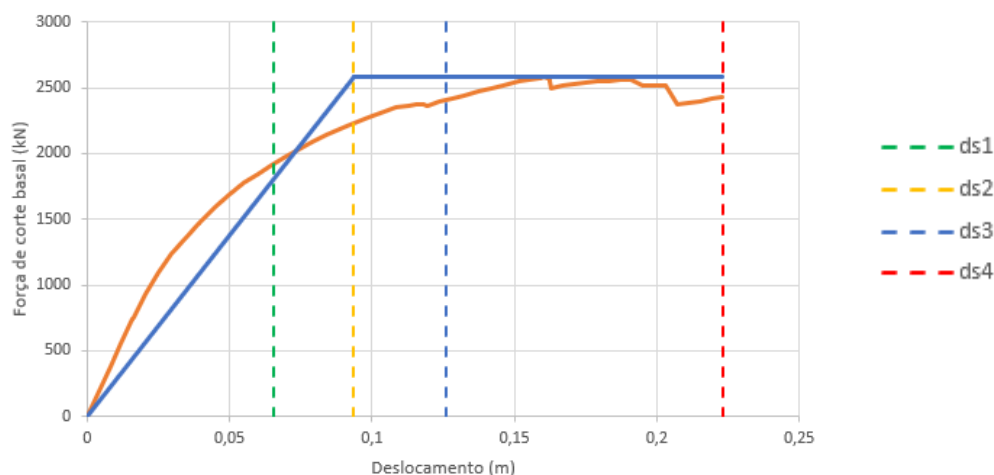
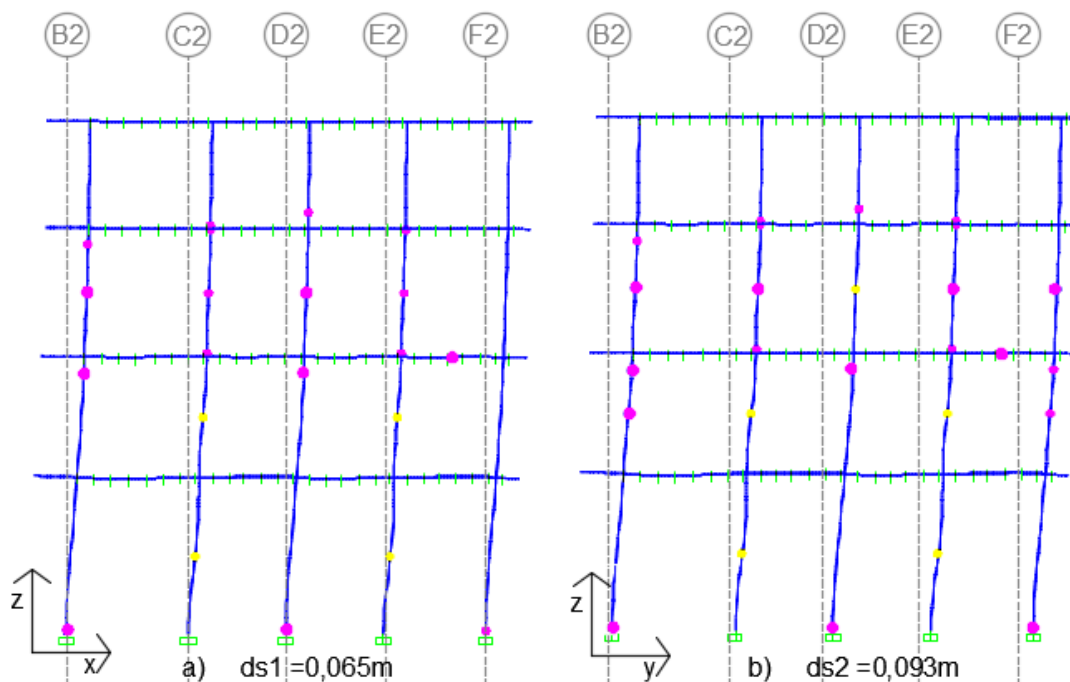


Figura 6.18 Curva bilinear de capacidade na direção y no sentido 90° com os limites notáveis.

Tendo em conta limites notáveis estabelecidos anteriormente, apresenta-se na Figura 6.19, os danos no plano da fachada correspondem à solicitação segundo y, nomeadamente, a fachada da Rua dos Fanqueiros. A partir de $ds1 = 0,065$ m começam a existir danos em várias zonas da fachada, com danos ligeiros a moderados, a amarelo, nos nembos C2 e E2 no piso térreo e no primeiro piso. Em $ds2 = 0,093$ m, não ocorrem grandes alterações perante o estado de dano anterior. A única diferença consiste no aparecimento de danos ligeiros, no primeiro piso, nos nembos B2 e F2 e agravado no nembo D2, no terceiro piso, que apresenta danos moderados. No ponto da curva $ds3 = 0,126$ m é possível observar que os nembos B2 e D2 do terceiro piso chegam ao colapso. Por fim no deslocamento último $ds4 = 0,223$ m ocorre o colapso por corte diagonal em quase todos os nembos, com exceção do último piso e em F2 no piso térreo.



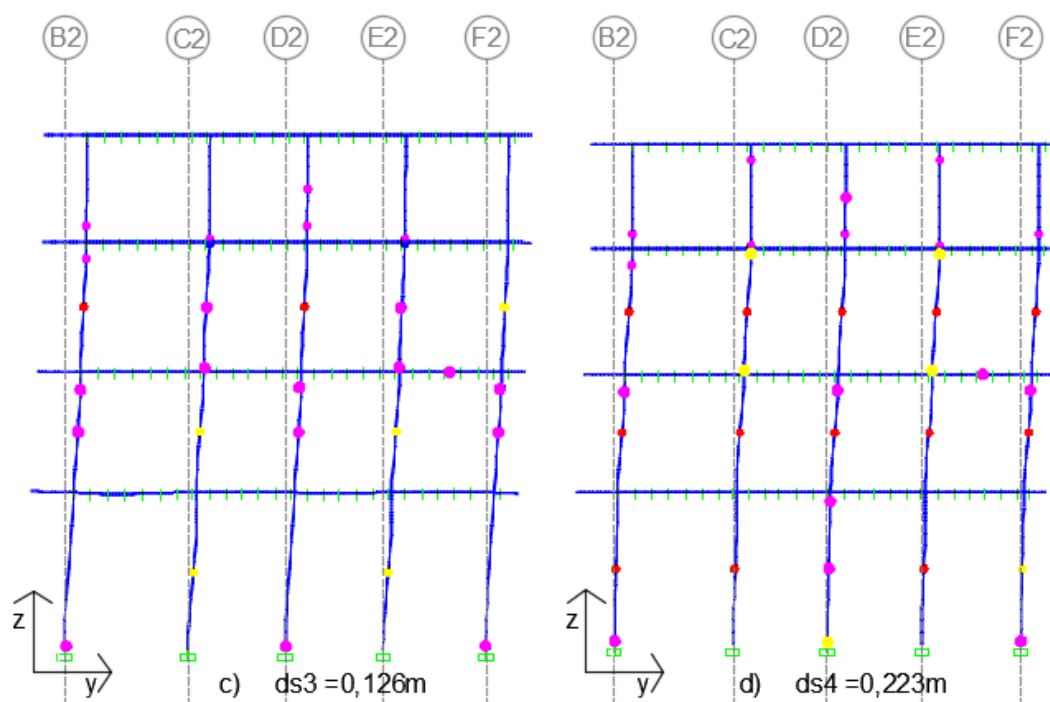


Figura 6.19 Danos presentes na fachada da Rua dos Fanqueiros para os deslocamentos a) ds1; b) ds2; c) ds3 e d) ds4.

Na Figura 6.20 mostram-se os danos presentes na fachada da Rua da Assunção que está solicitada para fora do seu plano, apresentando colapso no terceiro piso devido à flexão composta com danos moderados no primeiro piso e no piso térreo para ds4.

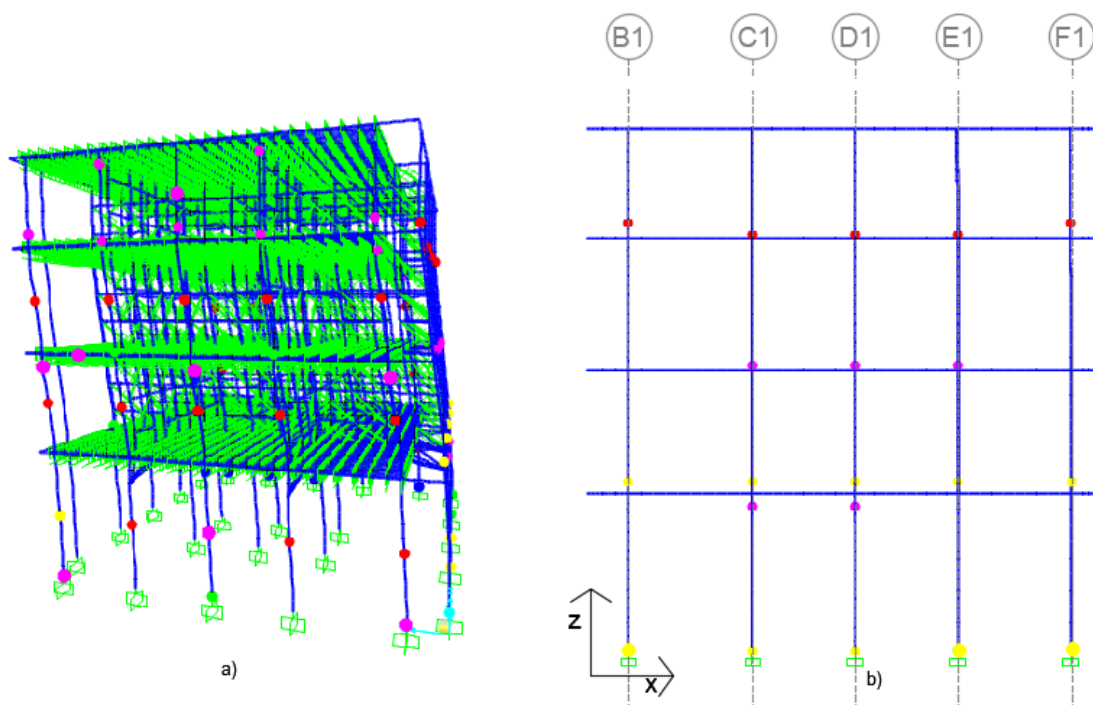


Figura 6.20 a) Deformada última do edifício na análise pushover na direção y e b) danos na fachada da Rua da Assunção.

6.4 ANÁLISE DINÂMICA NÃO LINEAR

Neste subcapítulo apresentam-se os resultados referentes à solicitação sísmica assim como a sua interpretação seguindo a metodologia descrita no subcapítulo 6.1. A análise foi realizada através do *software* SAP2000 utilizando uma análise *time-history* de acordo com o EC8 4.3.3.5.1 (7P), em que para cada tipo de sismo deve ser simulado através um acelerograma 100% em x e um outro 100% em y em simultâneo. Os acelerogramas utilizados foram gerados, artificialmente, por uma rotina em *MatLab* desenvolvida por C. Cismasiu e J.N. Varandas, tendo em conta os parâmetros adequados para Portugal, conforme foi mencionada no subcapítulo 6.1. O espectro de resposta segue a definição dada pelo EC8 e o Anexo Nacional para Lisboa, ilustrados na Tabela 6.2.

6.4.1 Análise dinâmica para $PGA = 1,7 \text{ m/s}^2$

Na Figura apresenta-se a resposta da estrutura perante um sismo com um Peak Ground Acceleration (PGA) de $1,7 \text{ m/s}^2$ e as curvas de capacidade obtidas no capítulo 6.2, nas duas direções. É possível observar na Figura 6.21 que o edifício apresenta globalmente uma resposta superior à prevista pelas análises *pushover*. Contudo, para o instante de tempo $t = 5,3 \text{ s}$, correspondendo a uma força de corte basal em x, de -4170 kN , e uma força de corte basal em y, de -3412 kN , as paredes da fachada já se encontram em colapso como é possível ver na Figura 6.22. No entanto, a análise realizada não é interrompida. Isto deve-se ao facto de, apesar de as paredes da fachada já terem colapsado, as paredes de alvenaria interior ainda se manterem, o que é corroborado pela observação de edifícios de alvenaria após a ocorrência de sismos, nos quais as paredes exteriores colapsam enquanto o resto do edifício se mantém parcialmente intacto.

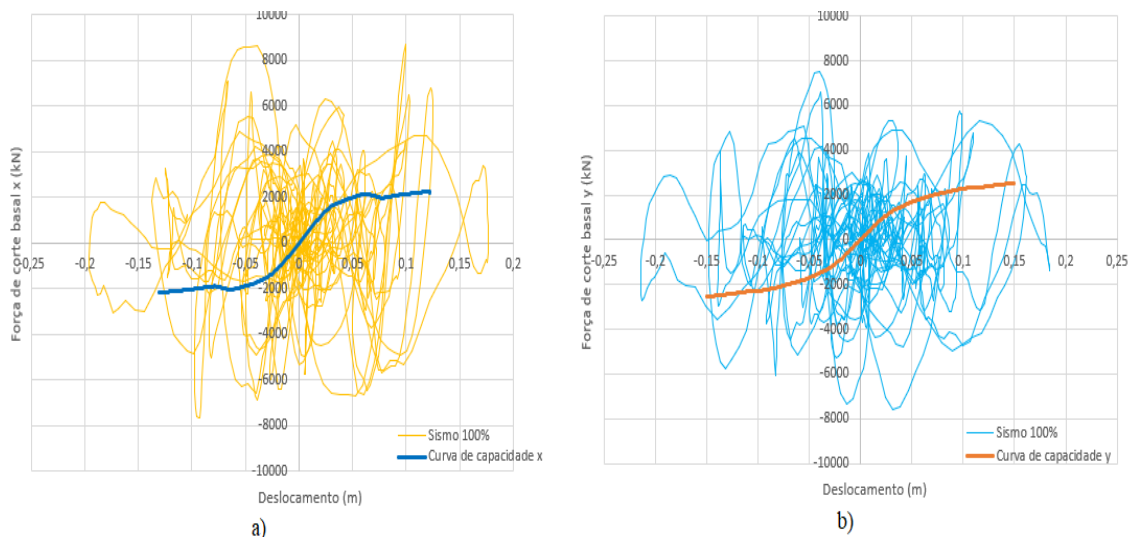


Figura 6.21 Comparação entre as análises estática e dinâmica não-linear da estrutura com $PGA = 1,7 \text{ m/s}^2$. a) direção x; b) direção y.

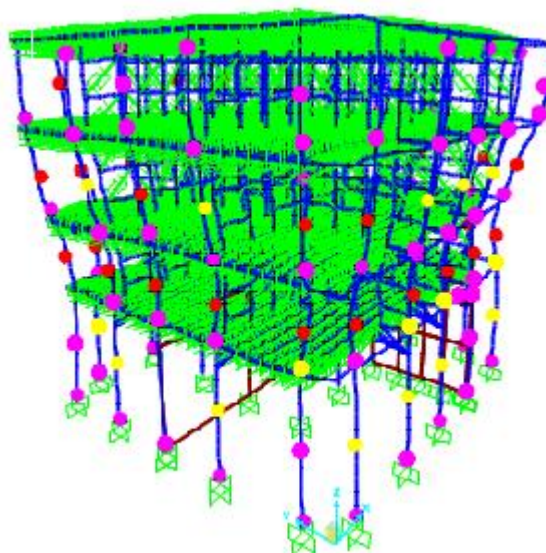


Figura 6.22 Deformada do edifício para $t = 5,3$ s.

Assim, optou-se por retirar as paredes de alvenaria interiores existentes ao nível do piso térreo e colocar arcos e colunas adicionais como está ilustrado na Figura 6.23.

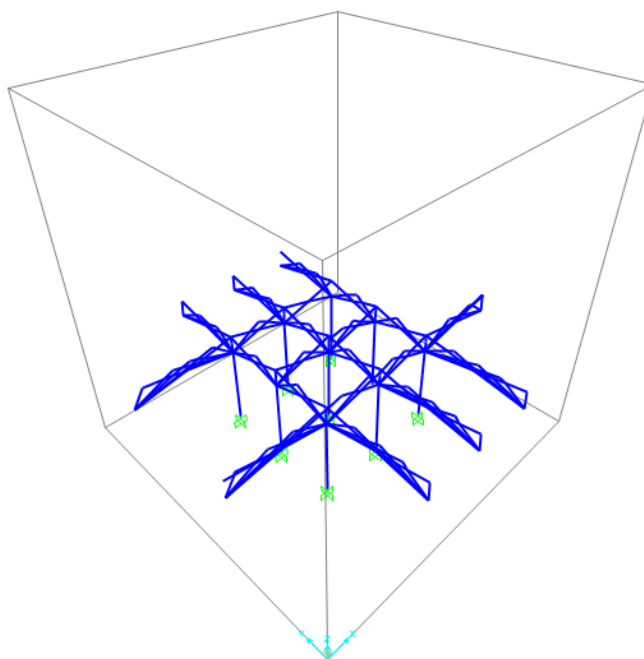


Figura 6.23 Sistema de arcos e colunas a substituir as paredes de alvenaria interior.

Na Figura 6.24 apresenta-se a resposta desde novo modelo ao sismo de $PGA=1,7 \text{ m/s}^2$ com as correspondentes curvas de capacidade. Como é possível observar a resposta da estrutura aos dois tipos de análise, *pushover* e dinâmico, já apresentam semelhanças no que toca às forças máximas obtidas, principalmente, na direção y onde a curva de capacidade envolve a resposta sísmica da estrutura.

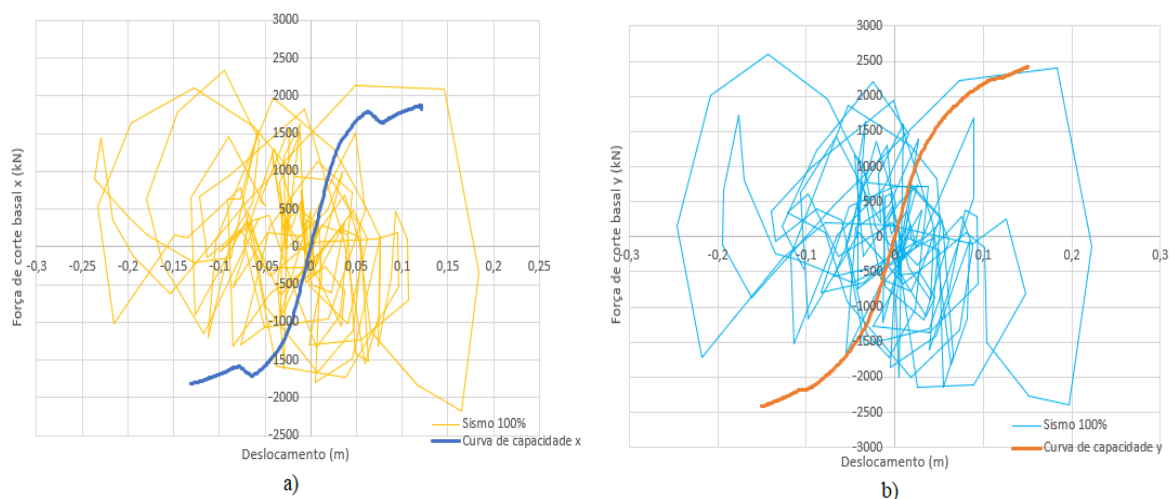


Figura 6.24 Comparação entre a estática e dinâmica da estrutura sem paredes de alvenaria interiores com $PGA = 1,7m/s^2$. a) direção x; b) direção y.

i) Análise dos danos nas fachadas

Nas Figura 6.25 a Figura 6.28 são apresentados os danos presentes nas fachadas em diferentes instantes de tempo, correspondentes a diferentes estados de dano, para as duas fachadas, de forma a mostrar a evolução dos danos ao longo do tempo. Os instantes de tempo selecionados são: $t = 1,2$ s, $t = 3,1$ s, $t = 4,4$ s e $t = 17,7$ s. Com a evolução do tempo é possível verificar que a fachada vai-se danificando, cada vez mais, até atingir o colapso e que a fachada da Rua dos Fanqueiros apresenta danos mais gravoso devido à presença de aberturas maiores que as da fachada da Rua da Assunção.

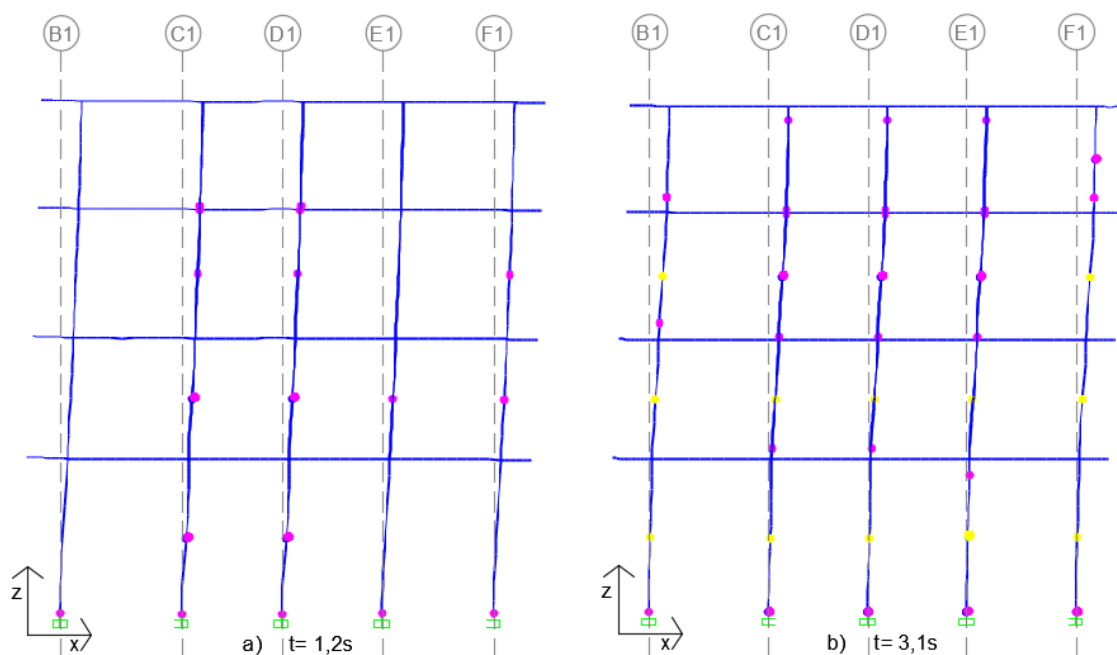


Figura 6.25 Danos presentes na fachada da Rua da Assunção para: a) $t = 1,2$ s; b) $t = 3,1$ s.

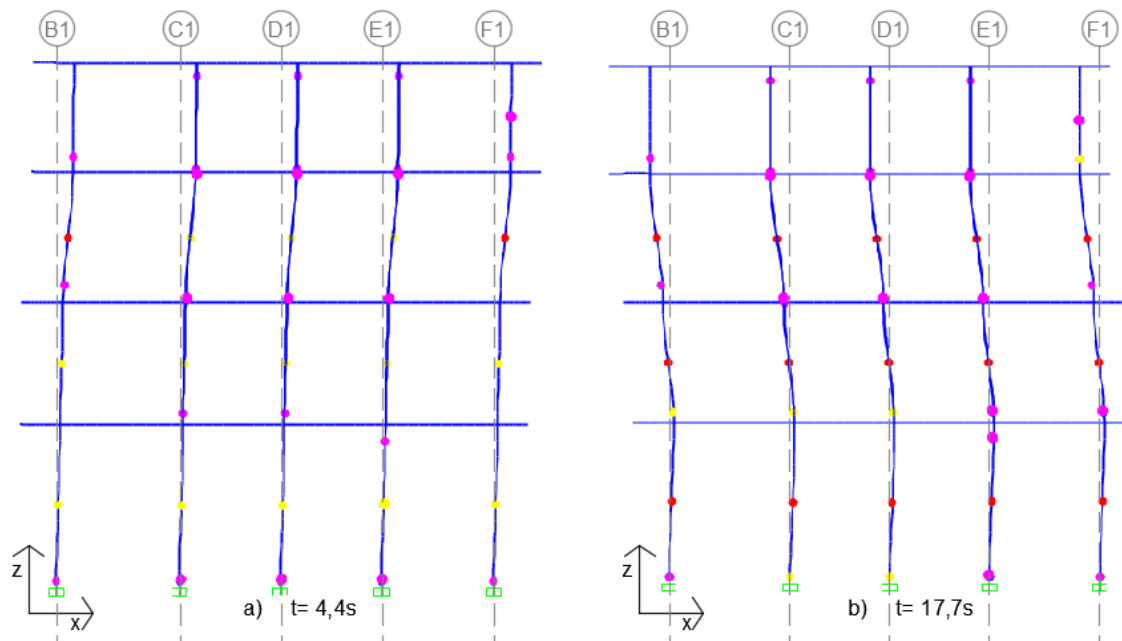


Figura 6.26 Danos presentes na fachada da Rua da Assunção para: a) $t = 4,4s$ e b) $t = 17,7s$.

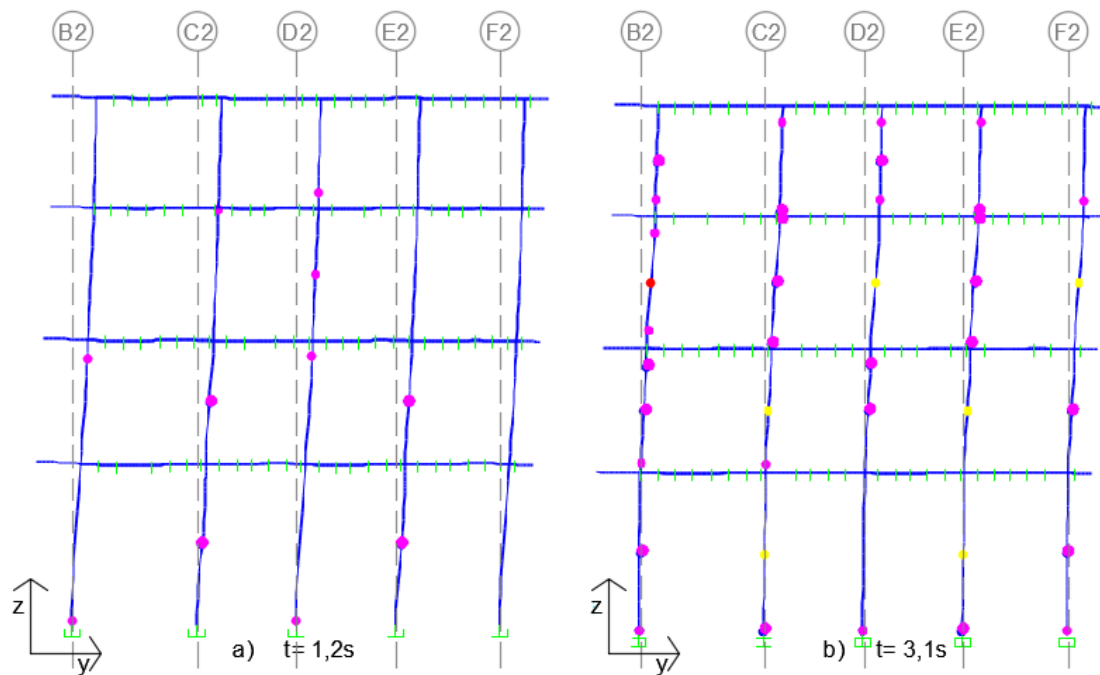


Figura 6.27 Danos presentes na fachada da Rua dos Fanqueiros para: a) $t = 1,2s$ e b) $t = 3,1s$.

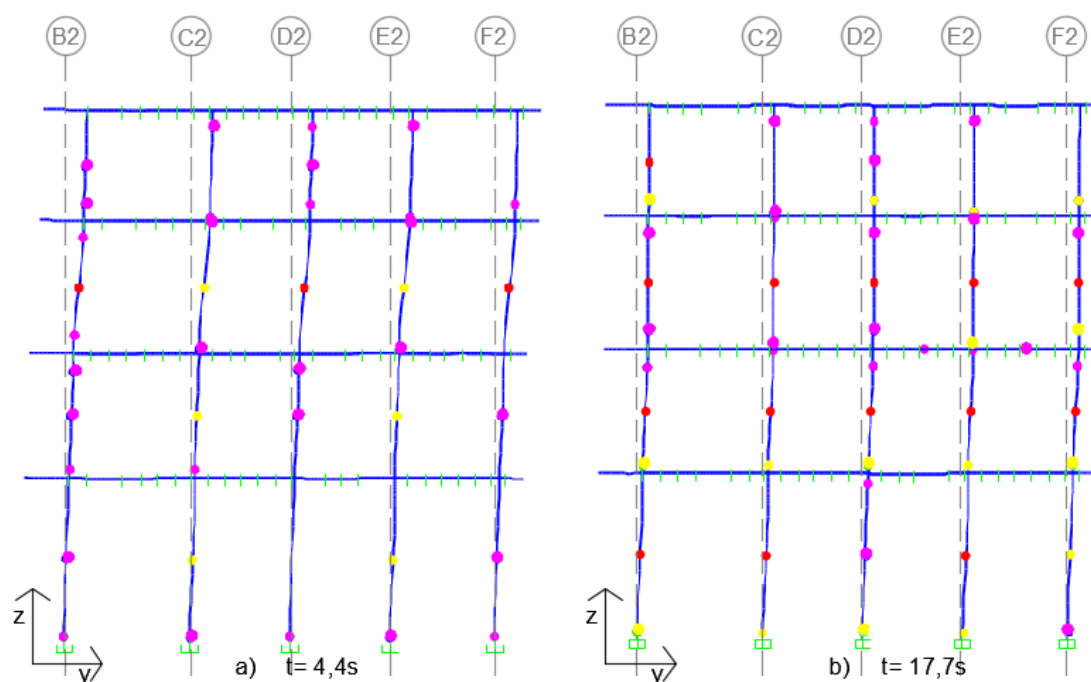


Figura 6.28 Danos presentes na fachada da Rua dos Fanqueiros para: a) $t = 4,4s$ e d) $t = 17,7s$.

ii) Análise das rótulas plástica

A Figura 6.29 mostra a localização das rótulas do nêmo F1 da fachada da Rua da Assunção que serão ilustradas nas figuras seguintes. A Figura 6.30 ilustra os ciclos histeréticos de uma rótula plástica que condiciona o mecanismo de rotura de corte diagonal, o qual chega ao estado de dano DS4 e, na Figure 6.31 uma rótula que controla o mecanismo de flexão composta que alcança o estado de dano DS3 durante a solicitação sísmica.

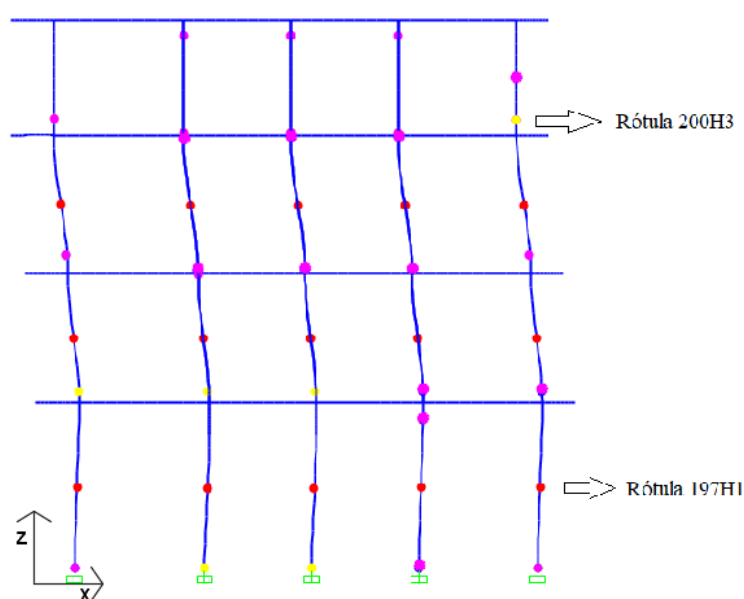


Figura 6.29 Localização das rótulas plásticas.

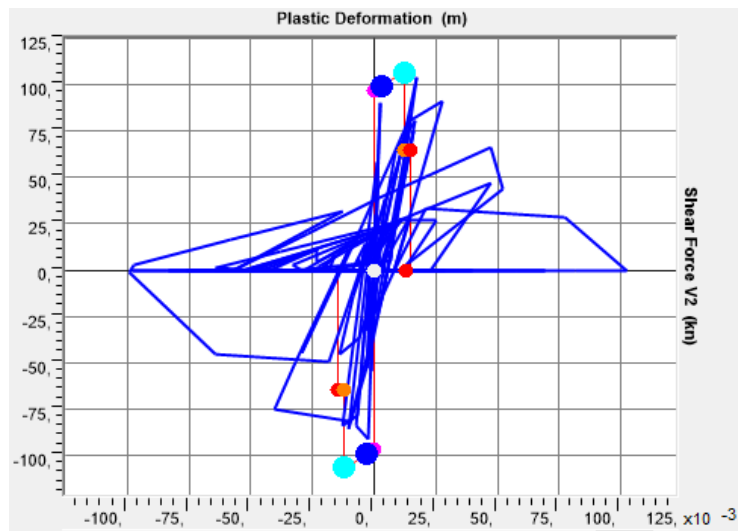


Figura 6.30 Resposta da rótula de corte 197H1 para estado de dano DS4.

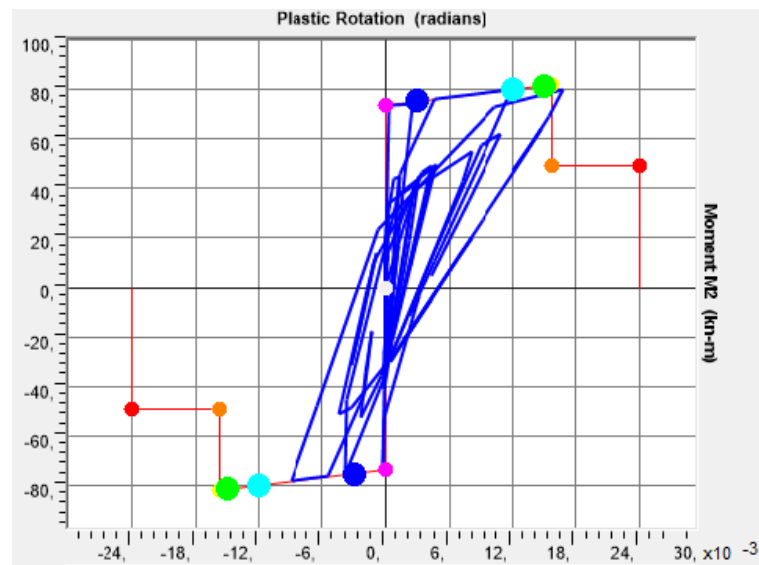


Figure 6.31 Resposta da rótula de momento 200H3 para estado de dano DS3.

iii) Análise das paredes frontais para $PGA = 1,7 \text{ m/s}^2$.

Para a análise da resposta não linear das paredes frontais foram selecionadas as molas que chegaram à sua capacidade máxima de resistência, ou seja, que chegaram à fase plástica. Na Figura 6.32 ilustra-se as molas que atingiram esse estágio. É de salientar que, no terceiro piso, poucas diagonais chegam à sua fase plástica, enquanto no resto do edifício quase todas as diagonais chegam à fase plástica, embora sem colapsarem.

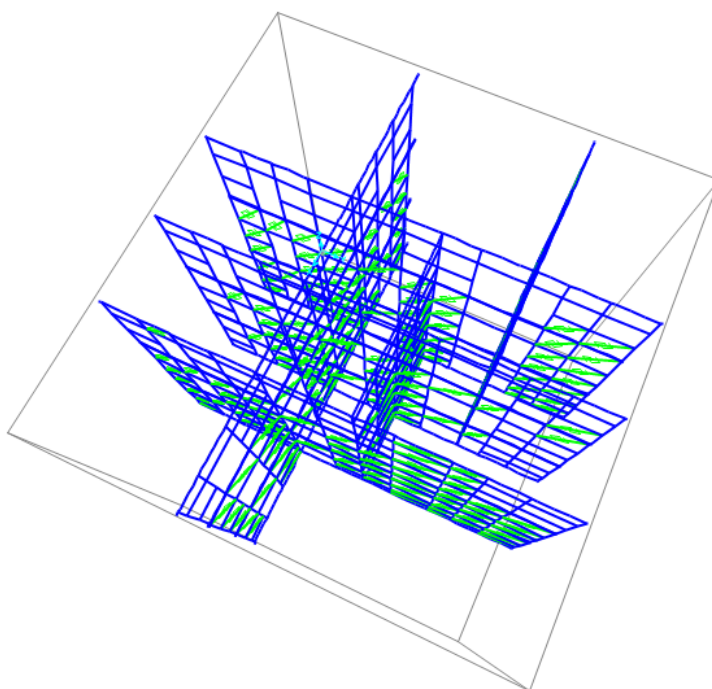


Figura 6.32 Molas diagonais das paredes frontais que se encontram na fase plástica.

Nas Figuras 6-31, 6-32 e 6-33 apresenta-se uma comparação entre a lei constitutiva que caracteriza as molas com o seu comportamento face à solicitação sísmica. As molas seleccionadas são as mais gravosas e é possível observar, que apesar de chegarem a plastificar, não atingem a sua capacidade última, sugerindo que as paredes frontais não chegam ao colapso. No entanto, apresentam maiores danos na proximidade do deslocamento máximo, de - 0,04 m ou de 0,04 m, uma vez que representam o colapso da diagonal. Na tabela apresentam-se as molas mais gravosas e o respectivo deslocamento máximo e a correspondente força.

Tabela 6.6 Resposta máxima das molas diagonais dos frontais.

Mola	dmax (cm)	F (kN)
410	2,6	16,7
450	2,7	17,4
490	2,3	17,4
563	1,5	17,2
602	1,5	17,6
665	2,8	17,4

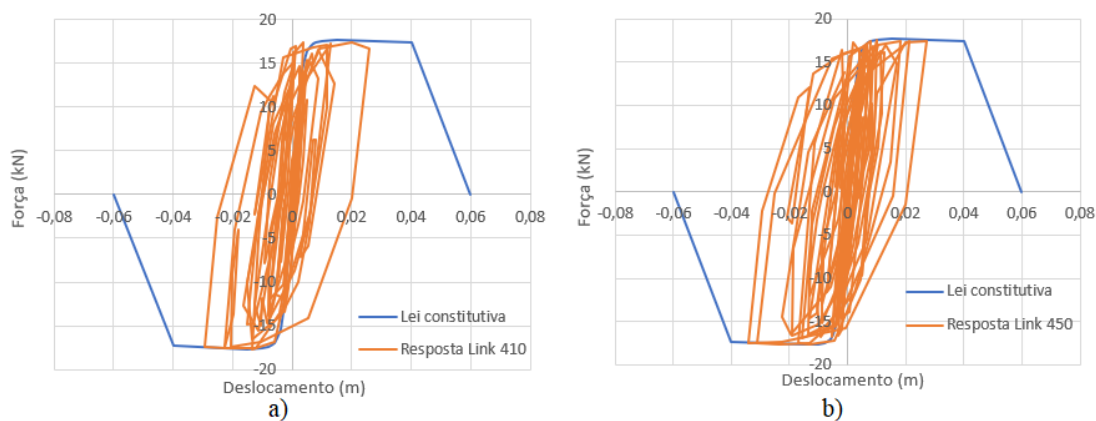


Figura 6.33 Resposta das molas diagonais: a) Mola 410 e b) Mola 450

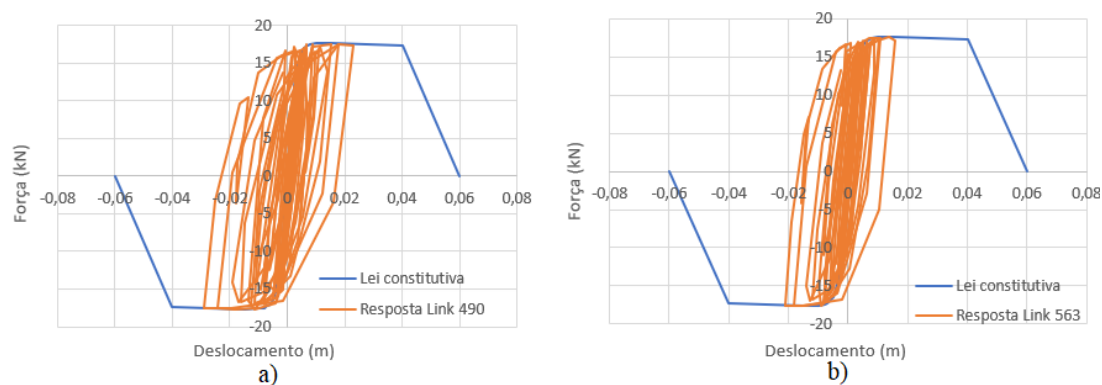


Figura 6.34 Resposta das molas diagonais: a) Mola 490 e b) Mola 563.

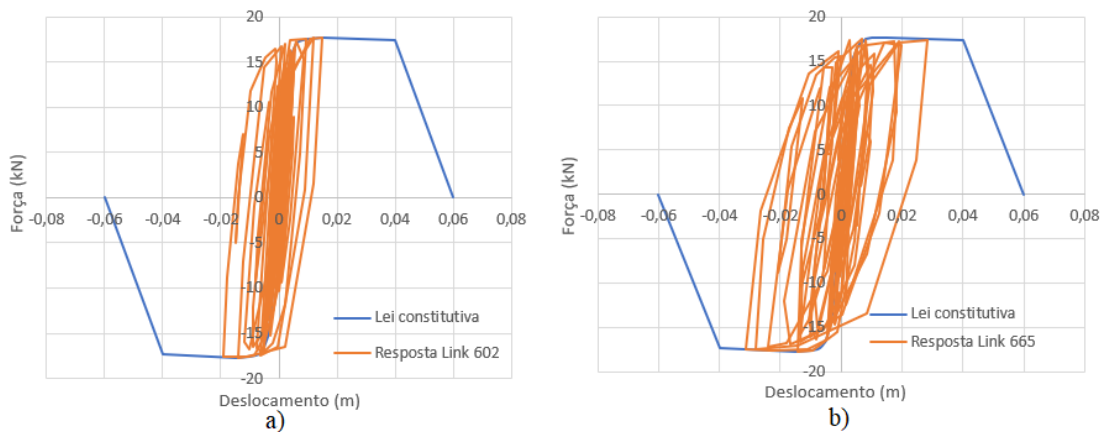


Figura 6.35 Resposta das molas diagonais: a) Mola 602 e b) Mola 665.

iv) Análise dos deslocamentos

Um critério para a avaliação da vulnerabilidade sísmica do edifício é o deslocamento relativo entre pisos, seguindo o que já foi definido no subcapítulo 6.1. Na Figura 6.36, apresenta-se o deslocamento relativo entre pisos nas duas direções, nos instantes de tempo onde os deslocamentos dos pisos são máximos, nomeadamente, para $t = 5,9s$. Como é possível verificar, o drift nas fachadas do edifício, para um $PGA=1.7m/s^2$, ultrapassa largamente os limites estabelecidos, evidenciando que o edifício já está em colapso.

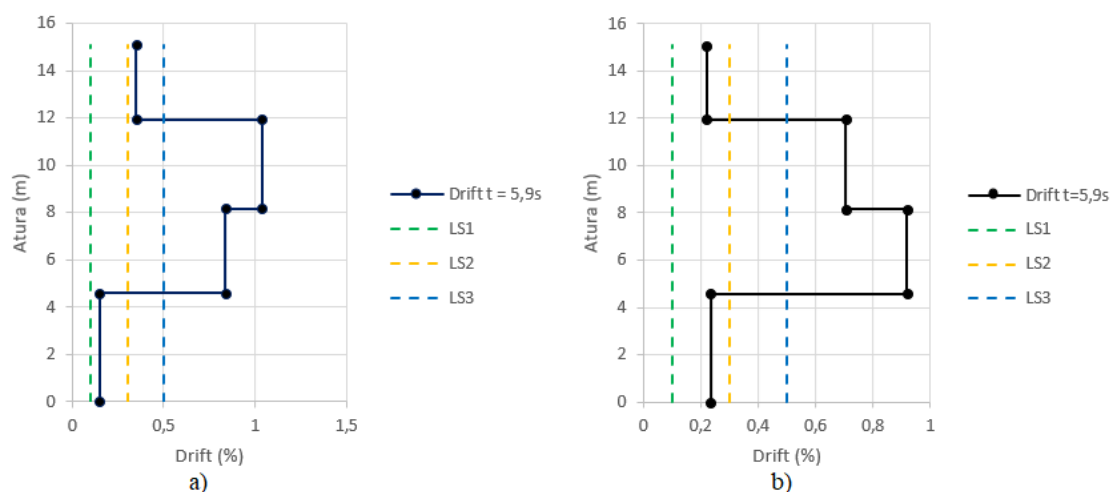


Figura 6.36 Deslocamento relativo entre pisos para $t = 5,9s$ no plano da fachada a) Rua dos Fanqueiros e b) Rua da Assunção.

6.4.2 Análise dinâmica para outros PGA

Após a análise realizada para um $PGA = 1,7 \text{ m/s}^2$, que corresponde a 100% da solicitação sísmica, optou-se por escalar o sismo gerado de forma a aferir para qual PGA o edifício é capaz de resistir ao sismo sem grandes danos, sendo capaz de verificar os critérios de deslocamento relativos entre pisos.

A análise sísmica para estes PGA foi interrompida no instante de tempo $t = 18s$ devido ao tempo que seria necessário para correr todas as análises sísmicas até aos 45s. Na Tabela 6.7 apresentam-se os sismos aplicados ao edifício e os seus correspondentes PGA.

Tabela 6.7 Fator de escala do sismo e respetivos PGA.

Escala do sismo	PGA (m/s^2)
50%	0,85
40%	0,68
35%	0,59
30%	0,51
25%	0,42
20%	0,34

A discussão dos resultados seguirá a mesma sequência seguida na subsecção 6.3.1. Na Figura 6.37 apresenta-se a resposta da estrutura, na direção x e y, para um sismo referente a 50% e 40% do sismo original. É possível observar que as curvas de capacidade, obtidas através da análise *pushover*, envolvem completamente a resposta sísmica da estrutura. Contudo é necessário avaliar os outros critérios de forma a chegar a uma conclusão. Na Figura 6.38 apresenta-se a resposta sísmica da estrutura para sismos de 35% e 30% do sismo original. A estrutura apresenta deslocamentos mais pequenos relativamente aos sismos de maior intensidade, como seria de esperar, tem uma força de corte basal inferior à estabelecida pelas curvas de capacidade. Figura 6.39 ilustra-se a resposta da estrutura para sismos de 25% e 20% do original. Na Tabela 6.8 apresentam-se os valores máximos de corte basal e os deslocamentos correspondentes.

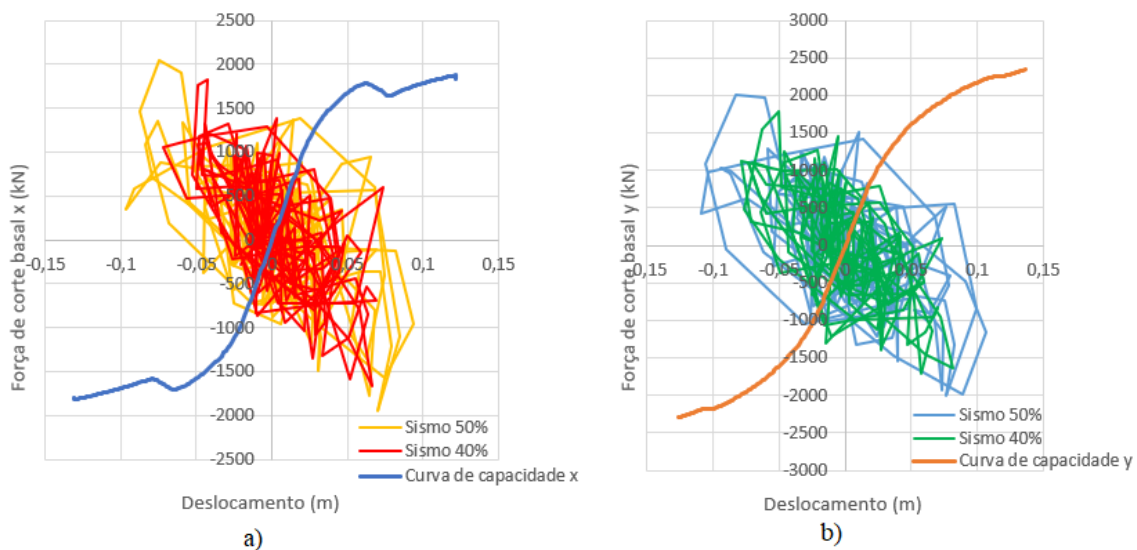


Figura 6.37 Comparação entre a curva de capacidade do edifício com a resposta da estrutura perante um sismo de 50% e 40% na direção a) x e b) y.

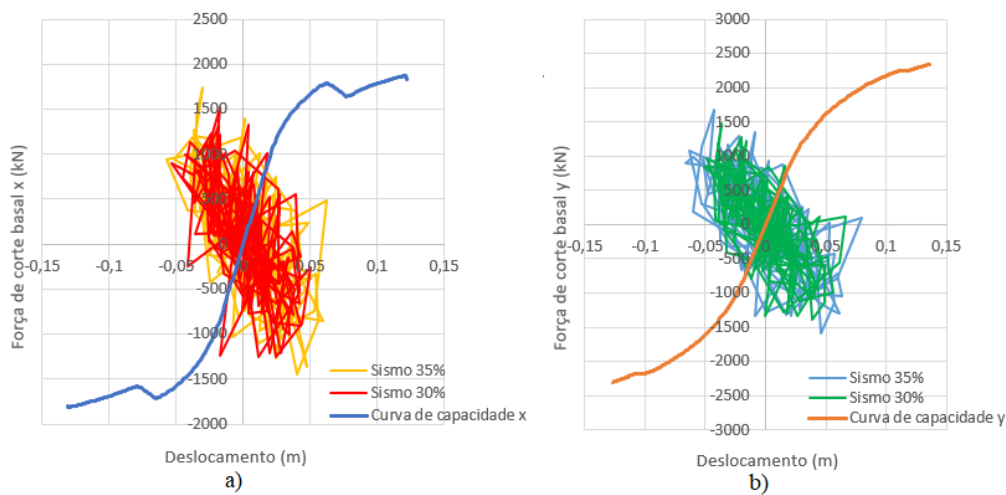


Figura 6.38 Comparação entre a curva de capacidade do edifício com a resposta da estrutura perante um sismo de 35% e 30% na direção a) x e b) y.

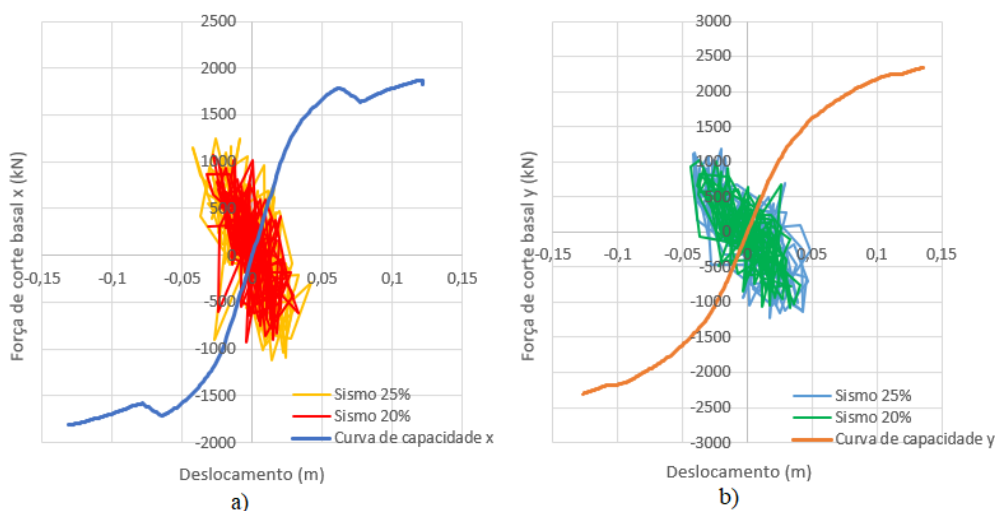


Figura 6.39 Comparação entre a curva de capacidade do edifício com a resposta da estrutura perante um sismo de 25% e 20% na direção a) x e b) y.

Tabela 6.8 Força de corte basal máxima e os respetivos deslocamentos para diferentes intensidades de sismo.

Sismo	Força de corte basal (kN)		Deslocamento (m)	
	x	y	x	y
100%	2345,01	2591,54	-0,093	0,143
50%	2041,16	2002,52	-0,074	-0,082
40%	1832,17	1788,33	-0,043	-0,051
35%	1735,57	1681,97	-0,031	-0,043
30%	1522,48	1482,97	-0,017	-0,036
25%	1252,61	1129,89	-0,026	-0,041
20%	1069,44	1032,49	-0,028	-0,036

i) Análise dos danos nas fachadas

De forma a facilitar a visualização e a compreensão dos dados relativos aos diferentes PGA, serão ilustradas apenas as deformadas das fachadas no último instante de tempo registado ($t = 18s$), uma vez que o objetivo desta subsecção é avaliar para que PGA a estrutura consegue resistir ao sismo imposto.

Nas Figura 6.40 a Figura 6.42 apresentam-se os danos presentes na fachada da Rua da Assunção para as diferentes solicitações sísmicas. Em relação aos nembos do terceiro piso nos alinhamentos B1 e F1, estes encontram-se já em colapso por corte diagonal para valores de 30% a 50% do sismo original, como se pode observar nas Figura 6.40 e Figura 6.41. Estes mesmos nembos para intensidade de 25% apresentam danos moderados e para 20% apresentam danos ligeiros como se pode observar na Figura 6.41. Em relação aos restantes nembos, observa-se que nos alinhamentos C1, D1 e E1 do piso 0 ao piso 3, o seu estado de dano se altera à medida que se diminui a intensidade do sismo. Para uma intensidade de 50% do sismo original, estes nembos encontram-se em colapso, com a diminuição para 40% e 35%, estes mesmos nembos apresentam danos

moderados e a partir de 30% estão sujeitos a esforços que conduzem a danos ligeiros. O mecanismo de flexão composta está presente para todas as intensidades de sismo com danos ligeiros.

Em suma, para o sismo de 50% a fachada colapsou totalmente, para 40% e 35% a fachada apresenta danos moderados e para 30%, 25% e 20% exibe danos ligeiros.

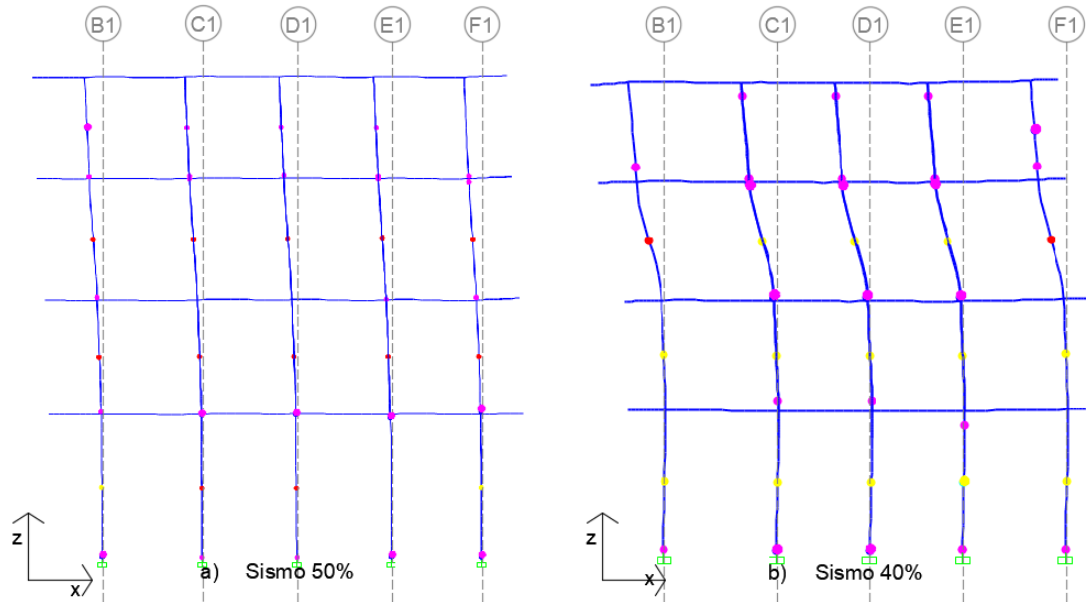


Figura 6.40 Danos presentes na fachada da Rua da Assunção para o instante $t=18s$ dos diferentes sismos: a) 50% e b) 40%.

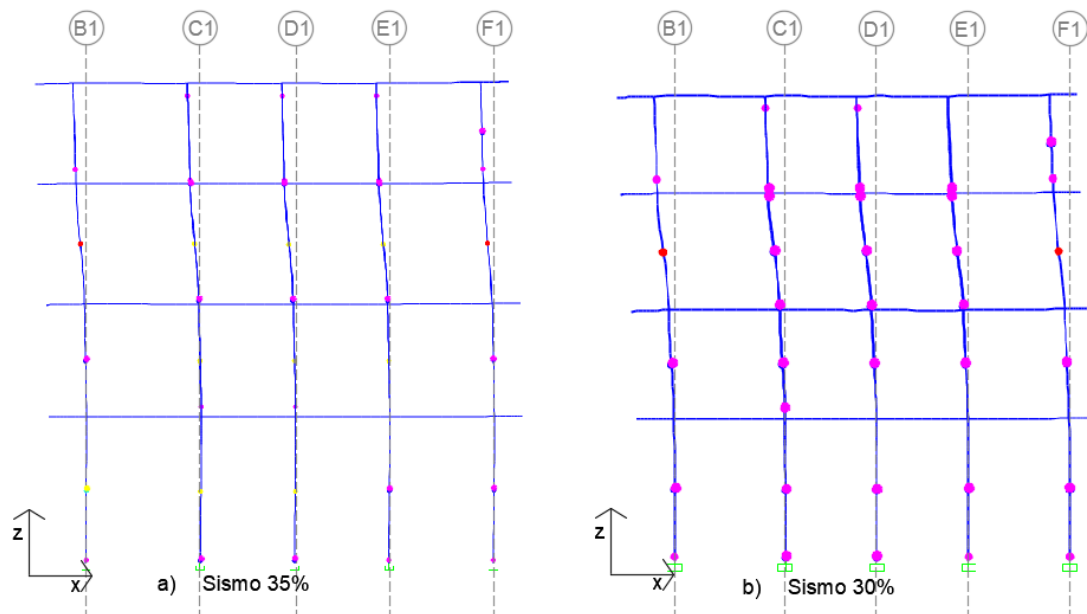


Figura 6.41 Danos presentes na fachada da Rua da Assunção para o instante $t=18s$ dos diferentes sismos: a) 35% e b) 30%.

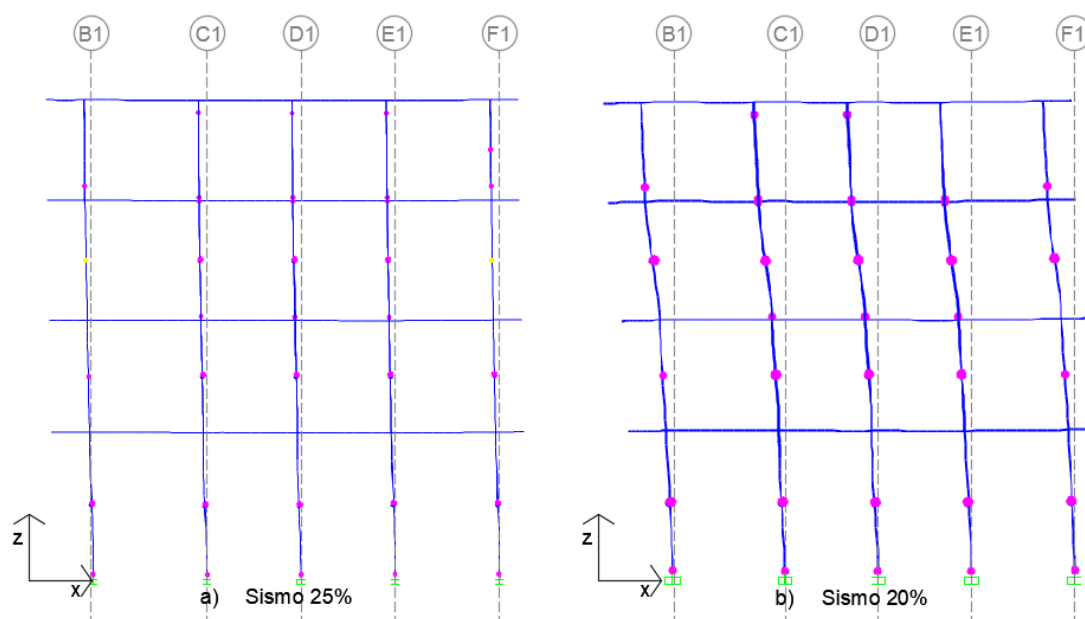


Figura 6.42 Danos presentes na fachada da Rua da Assunção para o instante $t=18s$ dos diferentes sismos: a) 25% e b) 20%.

Nas Figura 6.43 a Figura 6.45 ilustram-se os danos presentes na fachada da rua dos Fanqueiros para cada intensidade de sismo utilizada. À semelhança do que acontece com a fachada da rua da Assunção, a fachada da rua dos Fanqueiros apresenta dois nembos que atingem o colapso para valores de 30% a 50% da intensidade do sismo original, nomeadamente os nembos presentes nos alinhamentos B2 e C2 ao nível do terceiro piso. Para uma intensidade de 25% estes nembos já apresentam danos moderados e para 20%, danos ligeiros. Os nembos nos alinhamentos C2 e E2 no piso térreo têm danos moderados para todos os casos estudados. Nos mesmos alinhamentos ao nível do primeiro piso, estes nembos encontram-se com danos moderados até ao sismo de 30% inclusive. Para os sismos de 25% e 20% os danos presentes nestes nembos são ligeiros. Nesta fachada os danos por flexão continuam a ser ligeiros, com maior incidência no alinhamento B2.

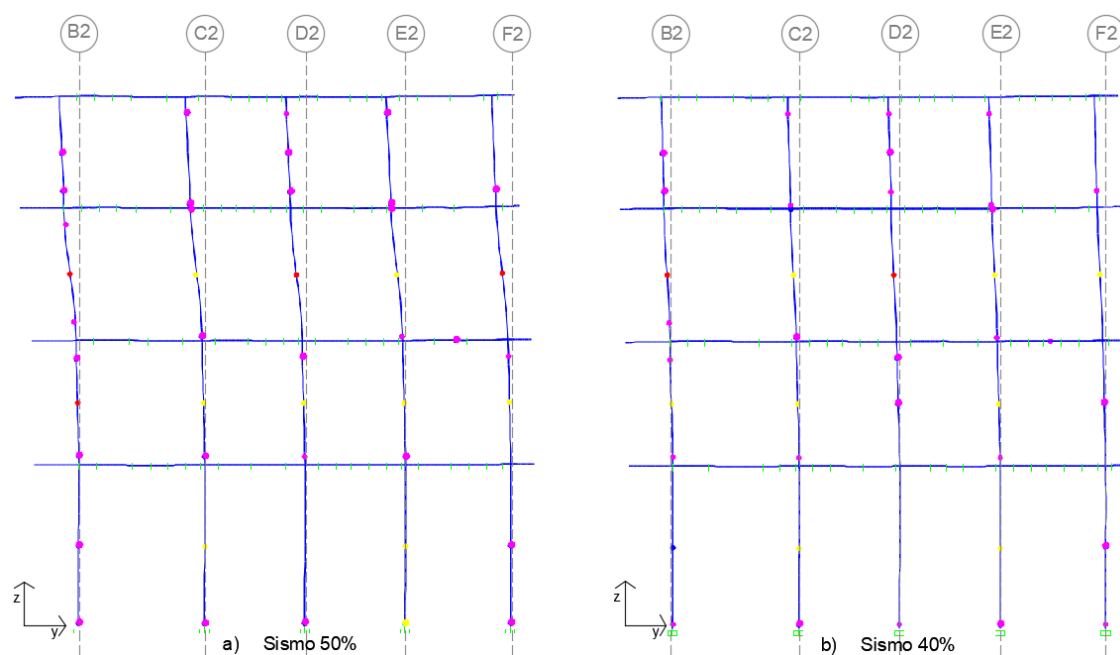


Figura 6.43 Danos presentes na fachada da Rua dos Fanqueiros para o instante $t=18s$ dos diferentes sismos: a) 50% e b) 40%.

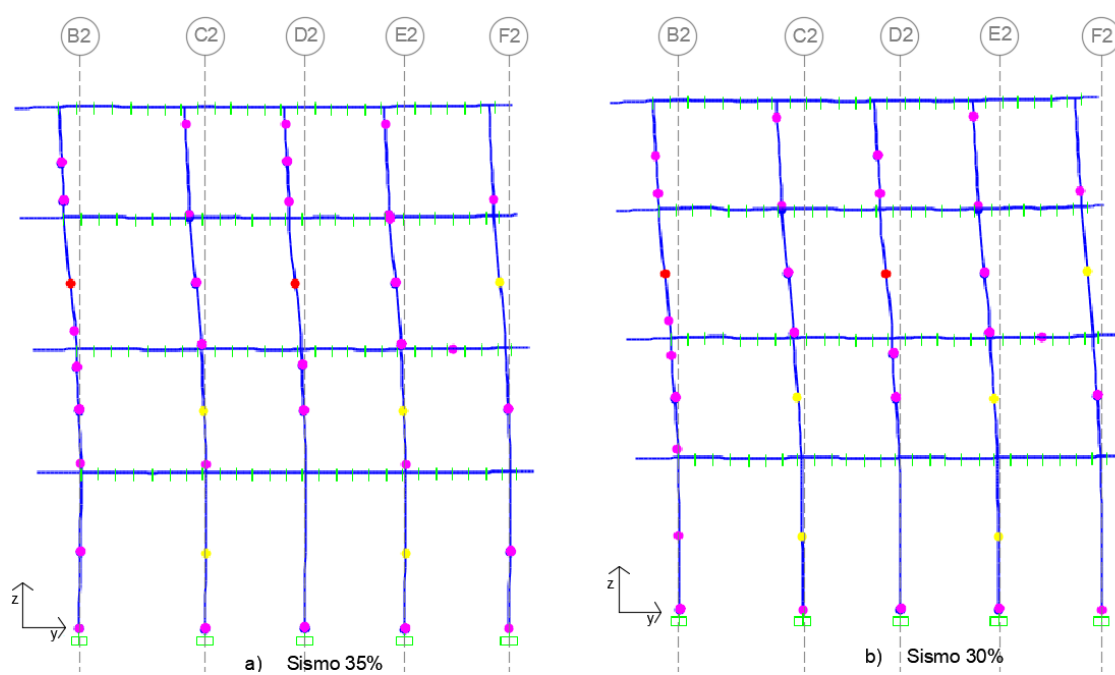


Figura 6.44 Danos presentes na fachada da Rua dos Fanqueiros para o instante $t=18s$ dos diferentes sismos: a) 35% e b) 30%.

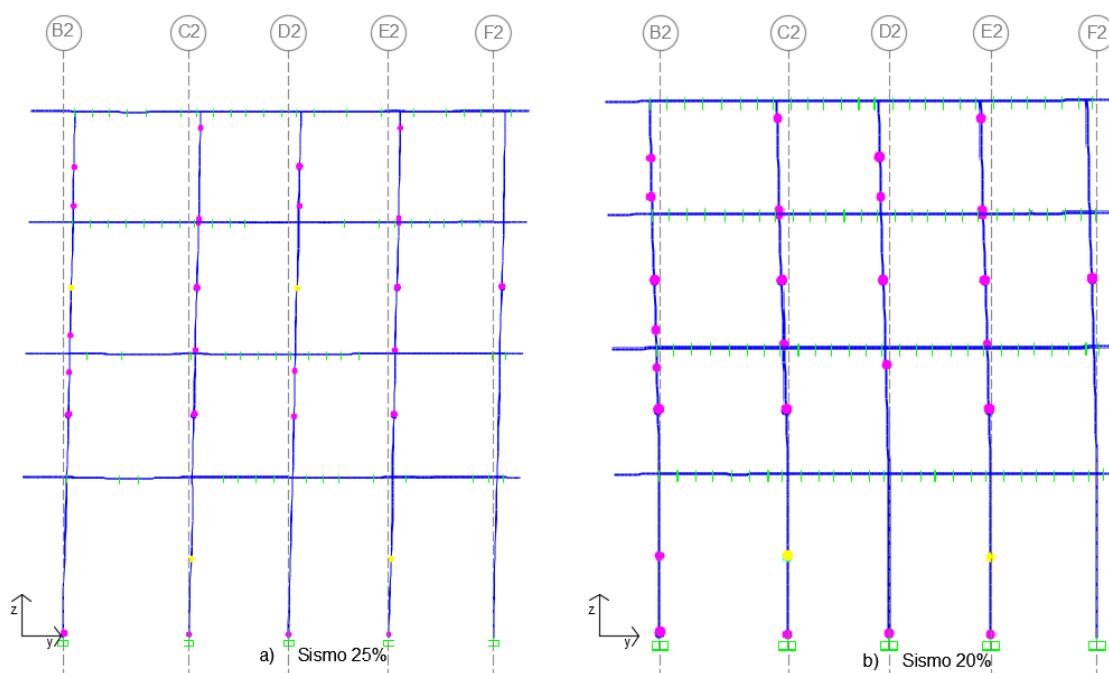


Figura 6.45 Danos presentes na fachada da Rua dos Fanqueiros para o instante $t=18s$ dos diferentes sismos: a) 25% e b) 20%.

ii) Análise das paredes frontais para os diferentes PGA

Para analisar as paredes frontais para os diferentes PGA, optou-se por apresentar duas molas por cada PGA. As duas molas selecionadas (450 e 665) foram as mais condicionantes, e já tinham sido apresentadas anteriormente na análise para o PGA de $1,7 \text{ m/s}^2$, (correspondente a 100% do sismo). Nesta subsecção será ilustrada a resposta das paredes frontais relativas a um $\text{PGA} = 0,51 \text{ m/s}^2$ (Figura 6.46) e $\text{PGA} = 0,42 \text{ m/s}^2$ (Figura 6.47), correspondentes, respetivamente a 30% e 25% do sismo original. Como se pode observar na Figura 6.46 as paredes frontais ainda chegam a plastificar para um $\text{PGA} = 0,51 \text{ m/s}^2$. No entanto, na Figura 6.47, mostra-se que as paredes frontais não chegam à sua fase plástica, ou seja, conseguem resistir a este sismo com $\text{PGA} = 0,42 \text{ m/s}^2$ sem sofrer danos. Como seria de esperar, a tendência das paredes frontais é serem cada vez menos solicitadas à medida que se diminui a intensidade do sismo, como se mostra na Tabela 6.9 para a mola 450 e na Tabela 6.10 para a mola 665. Os gráficos das restantes molas estão no apêndice A.

Tabela 6.9 Deslocamentos e forças máximas da mola 450 para diferentes PGA.

PGA (m/s^2)	dmax (cm)	F (kN)
0,85	1,1	17,6
0,68	0,93	17,5
0,59	0,89	17,4
0,51	0,68	17,5
0,42	0,42	15,6
0,34	0,31	13,6

Tabela 6.10 Deslocamentos e forças máximas da mola 665 para diferentes PGA.

PGA (m/s^2)	dmax (cm)	F (kN)
0,85	1,2	17,6
0,68	0,72	17,3
0,59	0,83	17,5
0,51	0,67	17,2
0,42	0,42	15,6
0,34	0,27	12,1

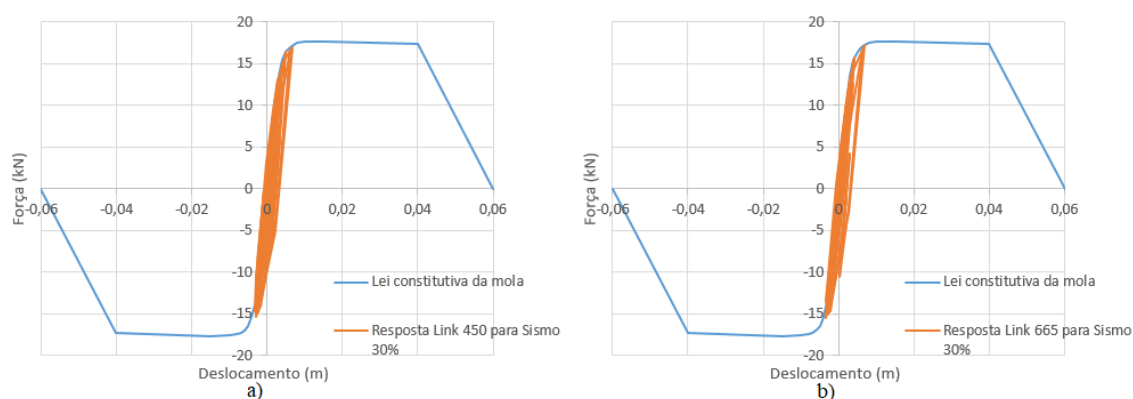


Figura 6.46 Resposta para 30% da intensidade do sismo das molas a) 450 e b) 665.

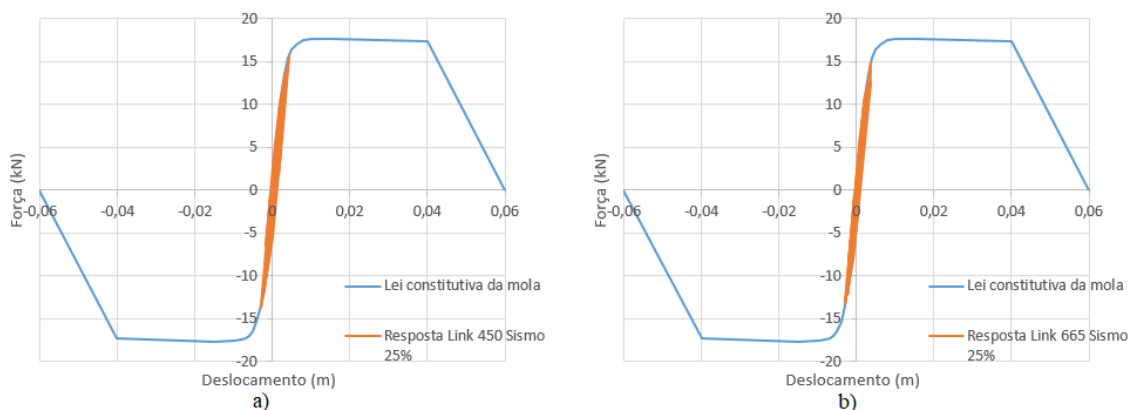


Figura 6.47 Resposta para 25% da intensidade do sismo da mola a) 450 e b) 665.

iii) Análise dos deslocamentos para diferentes PGA

Nesta subsecção é apresentado o deslocamento máximo entre pisos relativos para os sismos com um $\text{PGA} = 0,42 \text{ m/s}^2$ (Figura 6.48), correspondente a uma intensidade 30% do sismo original. Os restantes resultados relativos a outros PGA podem ser consultados no apêndice B. Mais uma vez, é de esperar que à medida que se diminui a intensidade do sismo que o deslocamento relativo entre pisos diminua, uma vez que a estrutura que acelerações menores provocam menores deslocamento. No entanto, é possível observar na Figura 6.46 que para $t = 9,1\text{s}$ que em ambas as fachadas, o drift presente encontra-se no limite LS3 que supõe danos

estruturais moderados. No entanto isto, não corrobora o dano existente nas rótulas plásticas das fachadas como é possível observar na Figura 6.41 b) e na Figura 6.44 b) e em que apenas na fachada da rua dos Fanqueiros apresenta danos moderados ao nível do terceiro piso. O resto da fachada e a fachada da rua da Assunção apresentam danos ligeiros.

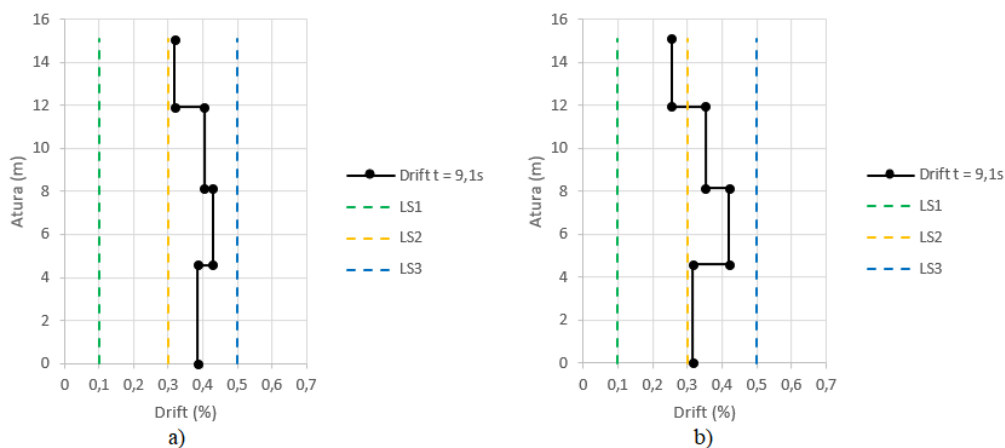


Figura 6.48 Drift da fachada a) Rua da Assunção e b) Rua dos Fanqueiros para $PGA = 0,85 \text{ m/s}^2$ $t=9,1$.

Na Figura 6.49 apresenta-se os drifts relativos a um sismo com um $PGA = 0,34 \text{ m/s}^2$, correspondente a uma intensidade 20% do sismo original, onde se pode observar que continua a apresentar uma discrepância dos danos da fachada obtidos na observação direta das rótulas plásticas. Segundo a Figura 6.49, deveriam existir danos moderados no piso térreo e no primeiro piso, contudo, esse tipo de danos não está refletido nas rótulas plásticas, como se pode observar na Figura 6.42 b) e na Figura 6.45 b) que apresenta danos ligeiros.

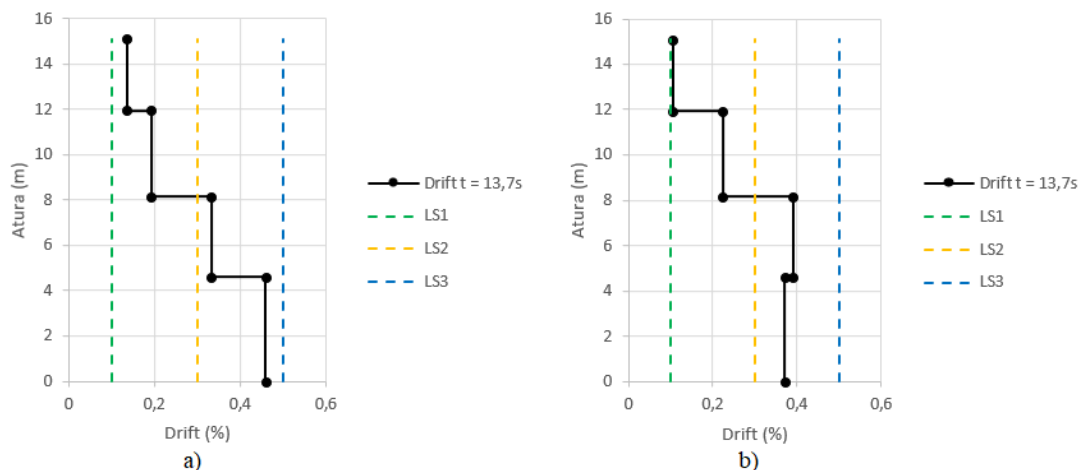


Figura 6.49 Drift da fachada a) Rua da Assunção e b) rua dos Fanqueiros para $PGA=0,34 \text{ m/s}^2$ $t=13,7s$.

6.4.3 Análise dinâmica para $PGA = 0,34 \text{ m/s}^2$, 20% do sismo original.

O objetivo da análise sísmica com diferentes PGA é determinar qual o sismo que o edifício é capaz de suportar na totalidade sem colapsar. Com base nos resultados apresentados anteriormente, tudo indica que a estrutura seja capaz de resistir sem colapsar, ao sismo com $PGA = 0,34 \text{ m/s}^2$ (Figura 6.50), correspondente a 20% do sismo original. Para valores de PGA mais elevados, foi demonstrado que em apenas 18s que já existem elementos com estado de dano DS4. Com o decorrer do sismo é de esperar o agravamento dos danos. Assim,

efetuou-se a análise deste sismo na sua totalidade, 45s, de modo a aferir os níveis de dano expectáveis nas fachadas e nos frontais, após a ocorrência do sismo

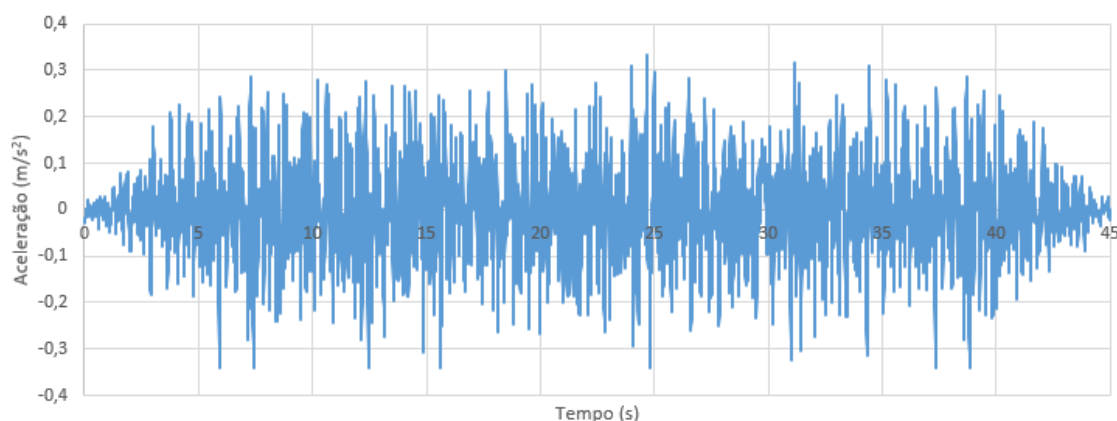


Figura 6.50 Acelerograma com $PGA = 0,34 \text{ m/s}^2$.

Na Figura 6.51 apresentam-se os danos nas fachadas após a conclusão do sismo com $PGA = 0,34 \text{ m/s}^2$. É possível constatar na que nenhum elemento entra em colapso. No caso da fachada da rua da Assunção existem nembos com danos moderados, nomeadamente, os nembos ao nível o piso térreo segundo o alinhamento C1 e D1, todos os nembos do primeiro piso, exceto o nembo no alinhamento A1 e no terceiro piso o nembo no alinhamento F1. O resto da fachada apresenta danos ligeiros. Em relação à fachada na rua dos Fanqueiros, apenas, os nembos B2 e D2 no terceiro piso e os nembos C2 e E2 no piso térreo apresentam danos moderados, assinalado com as rótulas a amarelo. O resto da fachada apresenta danos ligeiros, como se observa pelas rótulas a magenta, ou danos inexistentes como no alinhamento F2, com exceção do terceiro piso.

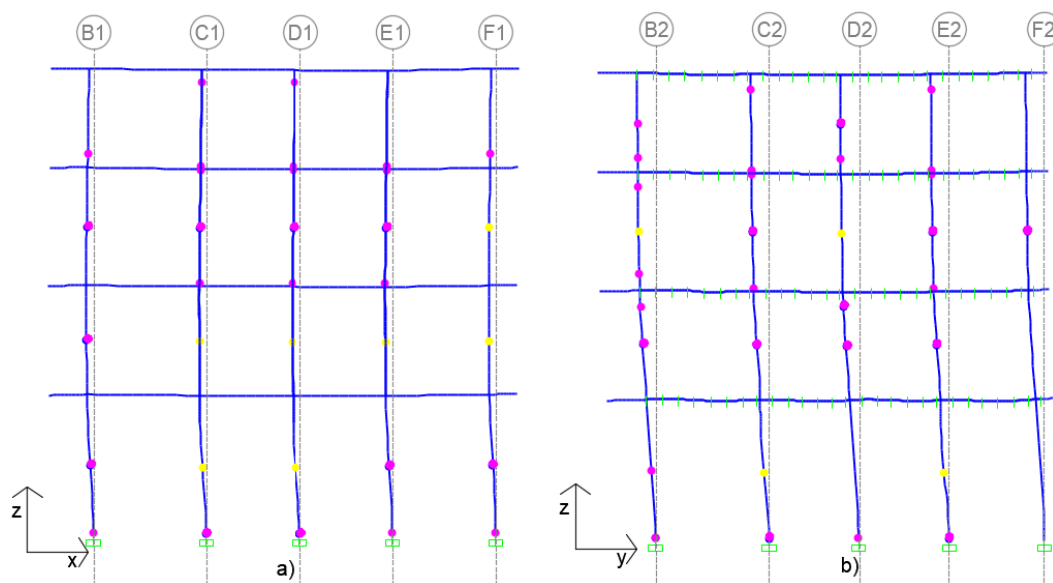


Figura 6.51 Danos nas fachadas, a) rua da Assunção e b) rua dos Fanqueiros, para $PGA=0,34 \text{ m/s}^2$.

Na Figura 6.52 apresentam-se as respostas das molas 450 e 665, respetivamente, onde se pode observar que, durante a solicitação sísmica (total), estas não chegam a plastificar. Isto quer dizer que paredes frontais conseguem resistir a este sismo de 20% sem qualquer tipo de danos. Na Tabela 6.11 apresentam-se ao deslocamento máximo e a correspondente força.

Tabela 6.11 Ponto máximo das molas 450 e 665 para $PGA = 0,34 \text{ m/s}^2$.

Mola	dmax (cm)	F (kN)
450	0,36	13,6
665	0,29	12,1

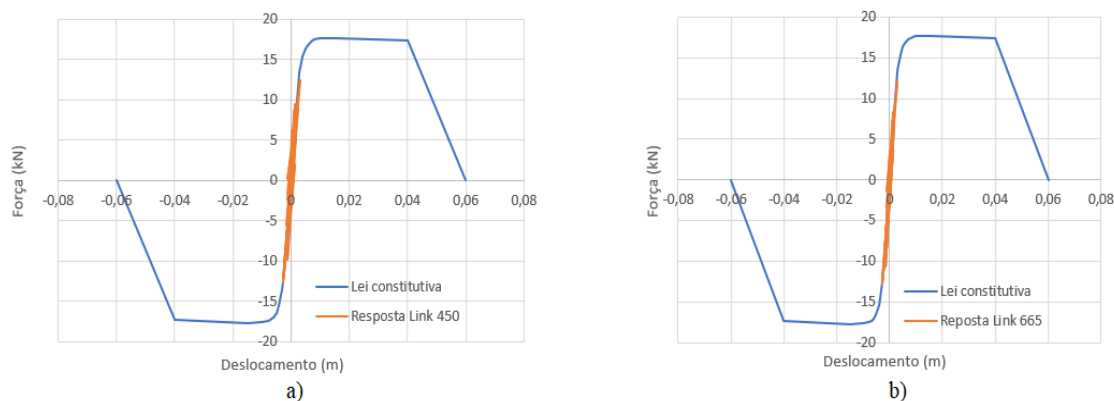


Figura 6.52 Resposta para $PGA = 0,34 \text{ m/s}^2$ das molas a) 450 e b) 665.

Com base em todas estas análises, chega-se à conclusão de que o edifício apenas seria capaz de resistir, embora com danos moderados, a um sismo com o $PGA = 0,34 \text{ m/s}^2$, correspondente a 20% do sismo original. Para outros níveis de PGA , observa-se que as fachadas já apresentam zonas em colapso nos primeiros dezoito segundos do sismo como se pode observar nas Figuras 6-38 e 6-37. Com base na análise do sismo de 20%, em que a força máxima das paredes frontais se manteve igual à análise de apenas 18s na qual as paredes frontais conseguiriam resistir ao sismo de $PGA = 0,42 \text{ m/s}^2$ (25% do sismo original) sem grandes danos, uma vez que, não chegaram à fase plástica. Este resultado é bastante interessante uma vez que, dá a indicação de que os painéis frontais originais (conforme assumido no caso de estudo) poderão resistir a 25% do sismo original, garantindo uma janela de tempo para os ocupantes do edifício conseguirem sair com algum nível de segurança, até uma zona segura, no caso da ocorrência dum sismo semelhante ao gerado.

7 CONCLUSÕES

7.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O objetivo desta dissertação era estudar o comportamento sísmico de um edifício pombalino. Para se realizar uma modelação numérica o mais próximo possível da realidade destes edifícios, foi importante perceber a forma como estes foram construídos. Por este motivo, fez-se uma descrição da estrutura pombalina através da recolha de informação encontrada na literatura.

Posteriormente, restringiu-se o estudo dos edifícios pombalinos aos seus elementos estruturais principais, nomeadamente as paredes de alvenaria exteriores, os pavimentos e as paredes frontais. As técnicas de modelação numérica das paredes de alvenaria têm sofrido evoluções constantes, permitindo a previsão dos mecanismos de colapso a partir da observação direta das estruturas danificadas após a ocorrência de ações sísmicas. Atualmente, existem métodos simplificativos que embora se foquem em mecanismos no plano, permitem estudar estas estruturas quando sujeitas a este tipo de ações. Procurou-se por isso, nesta dissertação, incluir no estudo destes edifícios, os mecanismos que se desenvolvem nos edifícios pombalinos para fora do plano. Em relação aos pavimentos concluiu-se que um dos componentes determinantes para a determinação da rigidez no plano são as ligações, nomeadamente, a sua resistência ao corte e a distância adotada entre elas. Para as paredes frontais foi considerado um macro-elemento cujo desenvolvimento se deve a um trabalho anterior a esta dissertação, realizado por Nunes [9].

Todas as simulações numéricas foram realizadas no *software* de modelação SAP2000, programa de cálculo estrutural amplamente conhecido, na comunidade técnica e científica. O caso de estudo considerado foi relativo a um edifício pombalino, sendo de referir que as características dos materiais utilizados na modelação numérica tiveram por base outros trabalhos devidamente referenciados ao longo da dissertação. Devido à falta de conhecimento da configuração estrutural original, principalmente, no que toca à disposição das paredes frontais, bem como no que diz respeito às características de alguns elementos estruturais e dos respetivos materiais, assumiu-se uma disposição simplificada, tendo em consideração as plantas disponíveis do edifício, e as características de materiais similares testados por outros autores.

Na presente dissertação foram utilizados dois métodos diferentes para modelar as paredes de alvenaria exterior, através do método proposto por Pantò e método SAM3D. O método Pantò é bastante apelativo, uma vez que prevê não só os mecanismos no plano das paredes de alvenaria, assim como os mecanismos para fora do plano. Contudo, em ambiente *SAP2000*, este método demonstrou ter problemas de convergência e um tempo de análise bastante elevado, bem como um elevado esforço computacional com a inserção de todos os elementos estruturais, nomeadamente, das paredes frontais e dos pavimentos e, conseqüentemente, do número elevado de molas não lineares. Para além disso, devido às considerações já mencionadas, como a consideração de uma lei elasto-perfeitamente plástica para o comportamento da alvenaria à tração, levou a uma sobrestimação da capacidade resistente da estrutura, como foi comprovado quando se recorreu ao método SAM3D para a modelação das paredes exteriores no edifício completo. É importante referir que, existem outros programas

comerciais que incorporam de base o método proposto por Pantò, o que pode levar a um menor esforço computacional e à de introdução das características mais frágeis das alvenarias, nomeadamente a resistência à tração (ou a falta dela), sem problemas de convergência, com a vantagem da observação direta de danos e dos mecanismos para fora do plano.

O método SAM3D, que recorre à modelação das paredes com recurso a rótulas plásticas, tira o máximo proveito das capacidades do *SAP2000*, uma vez que o programa permite inserir rótulas plásticas nos elementos *frame*. Este método provou ser de mais fácil aplicação e mais eficaz, uma vez que permitiu a realização das análises com menor esforço computacional. Outra vantagem deste método é a observação direta do estado de dano presente em cada rótula, permitindo assim saber quais os tipos de mecanismo de colapso que ocorreram. Assim, optou-se por utilizar este método para as análises dinâmicas não lineares. Realce-se que, na modelação efetuada se considerou que existe uma boa ligação entre todos os elementos, o que nem sempre corresponde à realidade.

O comportamento do edifício foi analisado com base em critérios definidos na literatura, como a bi-linearização das curvas de capacidade e os estados de danos associados ao drift, em conjunto com a observação dos danos nas fachadas e das respostas das molas que caracterizam as diagonais das paredes frontais. A partir das análises pushover, na direção x observa-se que o colapso ocorre devido ao corte diagonal nos nembos do primeiro piso e na direção y constata-se que o colapso é devido à rotura dos nembos desde o piso térreo até ao segundo piso. À estrutura foi aplicado um sismo gerado a partir de acelerogramas gerados artificialmente com base no sistema regulamentar Eurocódigo 8 [49] para a zona de Lisboa. Foi observado que o edifício não seria capaz de resistir a um sismo de tal intensidade ($PGA = 1,7 \text{ m/s}^2$). Assim, optou-se por escalar o sismo com PGA mais baixos de forma a aferir para que PGA, o edifício seria capaz de resistir sem colapsar. Com a análise dos diferentes PGA observou-se que os nembos dos alinhamentos B1 e F1 na fachada da rua da Assunção são os mais solicitados uma vez que se encontram num estado de dano mais elevado que a restante fachada para os sismos 25% a 50%. Relativamente à fachada da rua dos Fanqueiros é possível constatar que estas apresentam mais danos uma vez que esta fachada tem abertura maiores. Relativamente às paredes frontais, constatou-se que estas não chegariam a colapsar, uma vez que nunca chegaram ao limite de deslocamento 0,04 ou -0,04. No entanto, as paredes frontais sofreram danos para sismos de 50% a 30%, uma vez que ainda chegam à fase plástica e para 25% e 20% permanecem na fase elástica, mostrando capacidade de resistir aos sismos aplicados. Com base nos resultados obtidos o edifício seria capaz de resistir, embora com danos moderados, a um $PGA = 0,34 \text{ m/s}^2$, correspondente a 20% do sismo original. Tendo-se verificado que para esta intensidade do sismo gerado, as paredes frontais não sofreriam qualquer tipo de danos e as paredes da fachada sofreriam danos moderados, as quais iriam necessitar de reabilitação. Contudo nenhuma rótula plástica revelou qualquer tipo de colapso.

7.2 PROPOSTA PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Perante o modelo completo proposto nesta dissertação, é possível alargar o estudo a outras situações, tais como a análise de diversas soluções de reforço da estrutura do edifício apresentado no caso de estudo, de modo a que esta verifique o sismo regulamentar; ou ao estudo das ligações dos pavimentos às paredes de forma a conceber um macro-elemento que consiga prever o desacoplar dos dois elementos; ou a análise do mesmo edifício mas, utilizando outros programas de cálculo comerciais que permitam a realização de análises estáticas e dinâmicas não lineares.

8 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICA

1. Gonçalves, A., Reabilitação estrutural de paredes de frontal em edifícios pombalinos. Tese de Mestrado em Engenharia Civil, IST, 2015.
2. Kouris, L.A.S. and A.J. Kappos, A practice-oriented model for pushover analysis of a class of timber-framed masonry buildings. *Engineering Structures*, 75: p. 489-506, 2014.
3. Santos, P., Ensaios em Paredes Pombalinas. Nota técnica Nº 15/97, NCE/DE, LNEC Lisboa. 1997.
4. Miranda, F., Caracterização dos Edifícios Pombalinos da Baixa de Lisboa. Tese de Mestrado, FCT-UNL, 2011.
5. Mascarenhas, R., A Study of the Design and Construction of Buildings in the Pombaline Quarter of Lisbon. Tese de Doutoramento, University of Glamorgan, 1996.
6. Cardoso, M.R.P., Vulnerabilidade Sísmica de Estruturas Antigas de Alvenaria - Aplicação a um Edifício Pombalino, Tese de Mestrado em Engenharia Civil, IST 2002.
7. Appleton, J., Reabilitação de edifícios Antigos: Patologias e tecnologias de Intervenção. Orion, Ed. 2º Edição, 2011.
8. Augusto Leitão, L., Arma de Engenharia - Curso Elementar de Construcções. I.Nacional, Ed. 1896
9. Nunes, R., Constructive Characterization of Pombaline Buildings and Simplified Pushover Analysis of Frontal Walls. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, FCT-UNL, 2017.
10. Paulo, C., Avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios de alvenaria. Tese de Doutoramento, Escola de Engenharia da Universidade do Minho, 2008
11. Magenes, G.C., G.M., In-Plane Seismic Response of Brick Masonry Walls. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 26(11): p. 1091-1112, 1997.
12. D'Ayala, D. and E. Speranza, Definition of Collapse Mechanisms and Seismic Vulnerability of Historic Masonry Buildings. *Earthquake Spectra*, 19(3): p. 479-509, 2003.
13. B. Silva, J.M.G., and A. Costa, Estrategias de Modelacao Numerica no estudo de Estruturas Históricas. experiência do NCREP. Congresso Património Porto, 2010.
14. Munjiza, A., The combined finite-discrete element method. Chinchester John Wiley. 2004.
15. Barbosa, R.E., Discontinuous structural analysis. 11th World Conference on Earthquake Engineering, Elsevier. 1996.
16. Calìò, I., F. Cannizzaro, and M. Marletta, A Discrete Element for Modeling Masonry Vaults. *Advanced Materials Research*, 133-134: p. 447-452, 2010
17. Casolo, S., Modelling the out-of-plane seismic behaviour of masonry walls by rigid elements, *Earthquake Engineering Structural Dynamics*, 19(12):p. 1797-1813, 2000.
18. Costa. Cristina, C.P., Arêde, António e Costa, Anibal and P.M. Costa, Structural design, modelling, material testing and construction of a new stone masonry arch bridge in Vila Fria, Portugal. (Proceedings of ARCH'07- 5th International Conference on Arch Bridges), 2007.
19. Lourenço, P.B., Computational Strategies for Masonry Structures. Tese de Doutoramento Delft: Delft University of Technology, 1996.
20. Simão, R., Avaliação do desempenho sísmico de edfício antigo em Lisboa. Tese de Mestrado, FCT-UNL, 2017.
21. Marques, R., Metodologias Inovadoras no Cálculo Sísmico de Estruturas em Alvenaria Simples e Confinada. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Universidade do Minho Escola de Engenharia, 2012.
22. Lagomarsino, S., et al., TREMURI program: An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings. *Engineering Structures*, 56: p. 1787-1799, 2013.
23. Fontana, G.M.a.A.D., Simplified non-linear seismic analysis of masonry buildings. Proceedings of the British Masonry Society, 1998.
24. Pasticier, L., C. Amadio, and M. Fragiocomo, Non-linear seismic analysis and vulnerability evaluation of a masonry building by means of the SAP2000 V.10 code. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 37(3): p. 467-485, 2008.
25. Kappos, A.J. and V.K. Papanikolaou, Nonlinear Dynamic Analysis of Masonry Buildings and Definition of Seismic Damage States. *The Open Construction and Building Technology Journal*, 10(Suppl 2: M2): p. 192-209, 2016

26. B.Pantó, La Modellazione Sismica Degli Edifici In Muratura Un Approccio Innovativo Basato Su Un Macro-Elemento Spaziale. Università degli Studi di Catania Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, 2008.
27. I. Calì, M. Marletta, B. Pantò, "A Simplified Model for the Evaluation of the Seismic Behaviour of Masonry Buildings", in B.H.V. Topping, (Editor), "Proceedings of the Tenth International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing", Civil-Comp Press, Stirlingshire, UK, Paper 195, 2005. doi:10.4203/ccp.81.195.
28. Calì, I., M. Marletta, and B. Pantò, A new discrete element model for the evaluation of the seismic behaviour of unreinforced masonry buildings. *Engineering Structures*, 40: p. 327-338, 2012.
29. Eurocode 6: Design of masonry structures, part 1-1: general rules for buildings. Rules for reinforced and unreinforced masonry. ENV 1996-1-1: 1995. CEN, Brussels, 1995.
30. Turnsek V, C.F., Some experimental result on the strength of brick masonry walls. *Proceedings of 2nd international brick masonry conference*. Stoke-on-Trent, England, p. 149–156, 1971.
31. Cardoso, R., M. Lopes, and R. Bento, Seismic evaluation of old masonry buildings. Part I: Method description and application to a case-study. *Engineering Structures*, 27(14): p. 2024-2035, 2005.
32. Meireles, H., Seismic vulnerability of Pombalino Buildings. Instituto Superior Técnico, Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, 2012.
33. Kouris, L.A.S., et al., Simple and complex modelling of timber-framed masonry walls in Pombalino buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 12(4): p. 1777-1803, 2014.
34. NP-4305 - Madeira serrada de pinheiro bravo para estruturas. Classificação Visual. Instituto Português da Qualidade, 1995.
35. Carvalho, J., Caracterização mecânica de paredes resistentes em alvenaria de pedra através de ensaios não destrutivos. Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico. 2007.
36. Valluzzi M.R., G.E., Modena C., Bozza E., Francescato D., Modeling of timber floors strengthened with seismic improvement techniques. *Wiadomosci Konserwatorskie. Journal of Heritage Conservation*, 46(46): p. 69-79, 2016.
37. Branco, J.M., M. Kekeliak, and P.B. Lourenço, In-plane stiffness of timber floors strengthened with CLT. *European Journal of Wood and Wood Products*, 73(3): p. 313-323, 2015.
38. Modena, C., Tempesta, F., Tempesta, P., Il recupero a secco di impalcati in legno.(L'edilizia 3/4): p. 38-45, 1998.
39. Corradi, M., et al., In-plane shear reinforcement of wood beam floors with FRP. *Composites Part B: Engineering*, 37(4-5): p. 310-319, 2006.
40. David F. Peralta, J.M.B.M.B.D.H., Seismic Behavior of Wood Diaphragms in Pre 1950s Unreinforced Masonry Buildings. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 130, No. 12, December 1, 2004, ASCE, pp. 2040–2050, 2004.
41. Valluzzi M.R., G.E., Dalla Benetta M. & Modena C., Experimental assessment and modelling of in-plane behaviour of timber floors. 6th International Conference on Structural Analysis of Historic Construction, Bath, United Kingdom, 2008.
42. Eurocode 5: Design of timber structures. Part 1–1: General rules and rules for buildings. EN 1995-1-1:2004. CEN, Brussels, 2004.
43. G. Magenes, G.M.C., G.R. Kingsley, Seismic Testing of a Full-Scale, Two-Story Masonry Building: Test Procedure and Measured Experimental Response. *Experimental and Numerical Investigation on a brick Masonry Building Prototype - Numerical Prediction of the Experiment*, Report 3.0 - G.N.D.T, University of Pavia, Department of Structural Mechanics, 1995.
44. I. Calì, F.C., D. Grasso, M. Marletta, B.Pantò, D. Rapicavoli, Simulazioni Del Comportamento Sismico Del Modello Su Base Fissa Del Progetto Trema. Valutazione e Riduzione Della Vulnerabilità Di Edifici In Muratura, Allegato 07 – U.O. 14, Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica (Reluis), Università degli Studi di Catania, 2006.
45. Pinho, F.F.S. and V.J.G. Lúcio, Rubble Stone Masonry Walls in Portugal: Material Properties, Carbonation Depth and Mechanical Characterization. *International Journal of Architectural Heritage*, 11:5, 685-702, 2017.
46. Neves, S., Análise Sísmica de um Edifício da Baixa Pombalina, Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, 2008.
47. Calvi, G.M., A Displacement-Based Approach for Vulnerability Evaluation of Classes of Buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, 3(3): p. 411-438, 2008.
48. Carvalho, C., Análise da Vulnerabilidade Sísmica do Arco da Rua Augusta. Tese de mestrado em Engenharia Civil, FCT-UNL, 2015.

49. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. EN 1998-1:2004. CEN, Brussels, 2004.
50. Rizzano, G., A Simplified Approach for the Seismic Analysis of Masonry Structures. The Open Construction and Building Technology Journal, 5(1): p. 97-104, 2011.

APÊNDICE A – RESPOSTA DAS DIAGONAIS DAS PAREDES FRONTAIS PARA DIFERENTES PGA

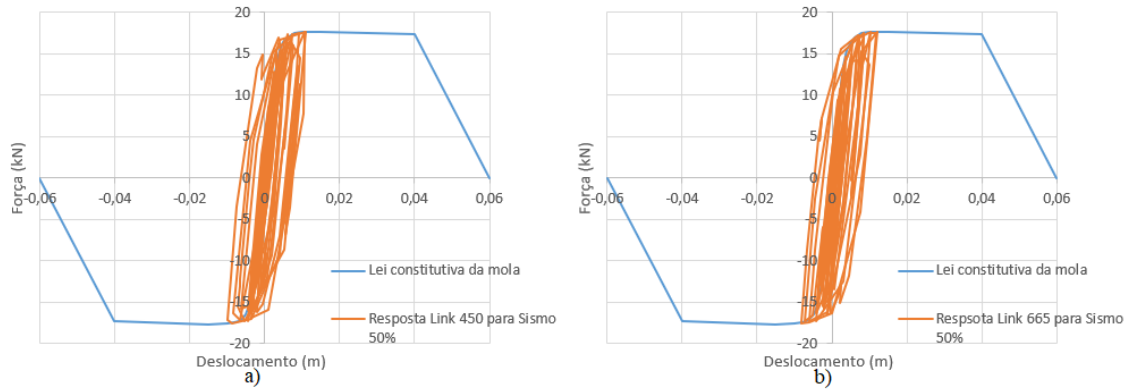


Figura A.1 Resposta para $PGA = 0,85 \text{ m/s}^2$ das molas a) 450 e b) 665.

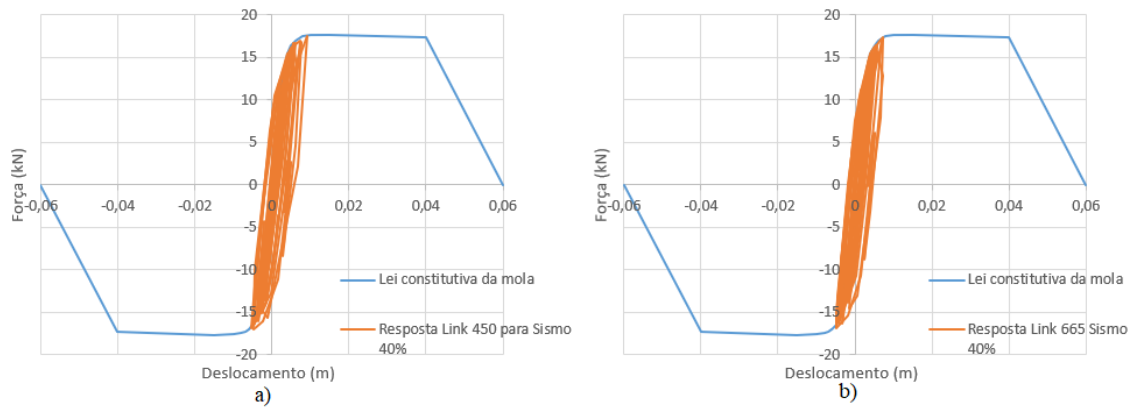


Figura A.2 Resposta para $PGA = 0,68 \text{ m/s}^2$ das molas a) 450 e b) 665.

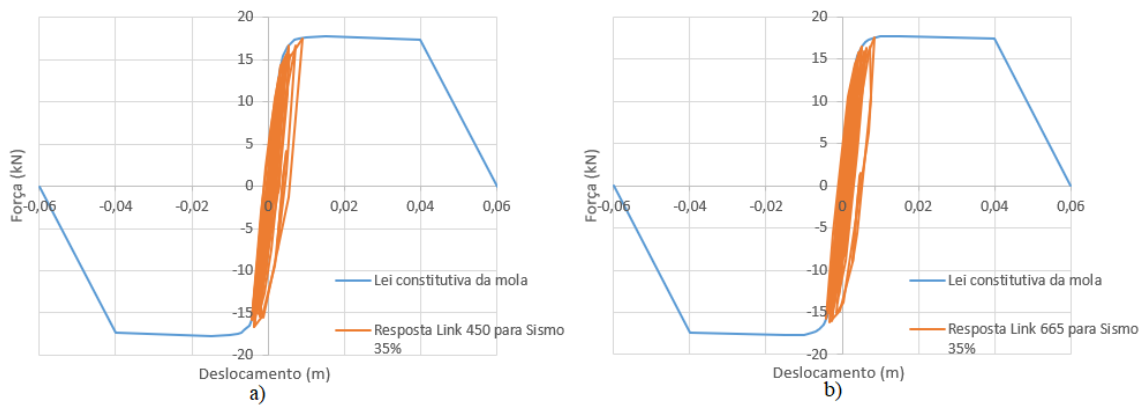


Figura A.3 Resposta para $PGA = 0,59 \text{ m/s}^2$ das molas a) 450 e b) 665.

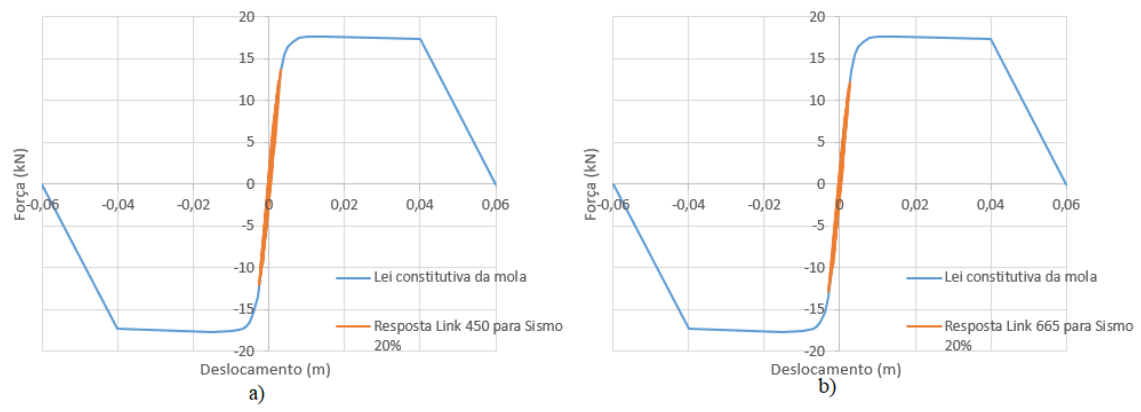


Figura A.4 Resposta para $PGA = 0,34 \text{ m/s}^2$ das molas a) 450 e b) 665.

APÊNDICE B – DRIFT DA ESTRUTURA PARA DIFERENTES PGA

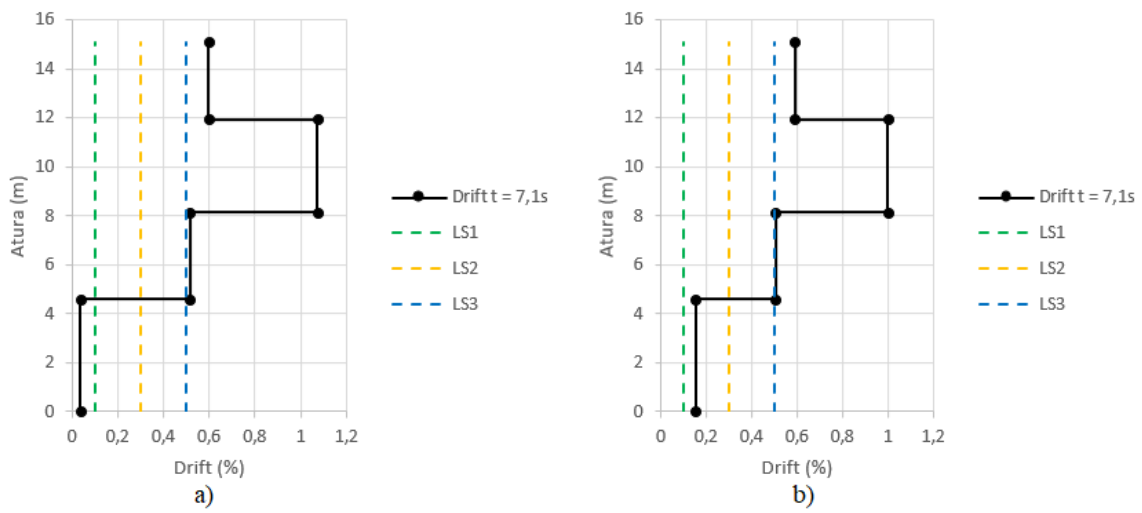


Figura B.1 Drift da fachada a) Rua da Assunção e b) Rua dos Fanqueiros para $PGA = 0,85 \text{ m/s}^2$ $t=7,1\text{s}$.

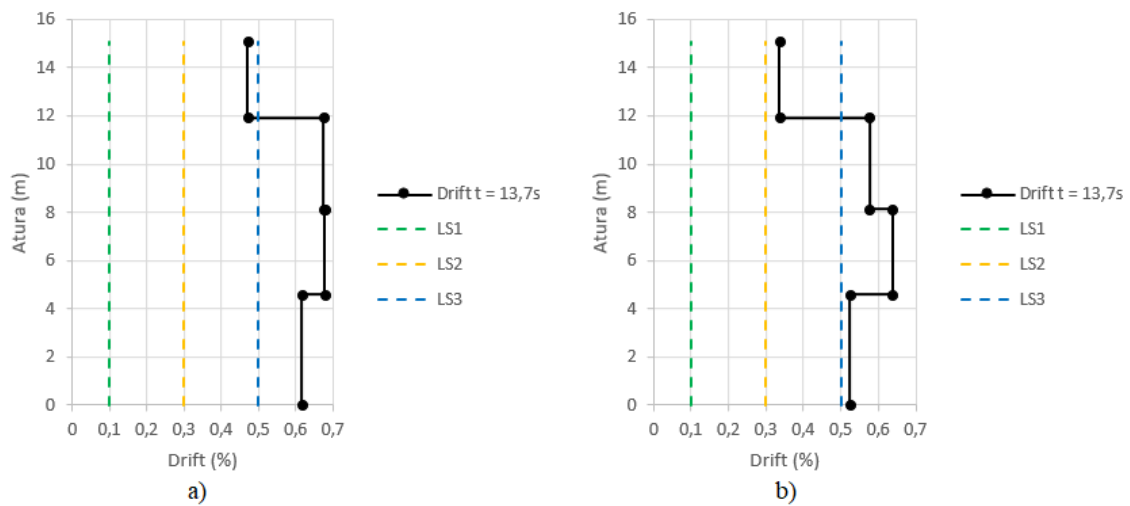


Figura B.2 Drift da fachada a) Rua da Assunção e b) Rua dos Fanqueiros para $PGA = 0,68 \text{ m/s}^2$ $t=13,7\text{s}$.

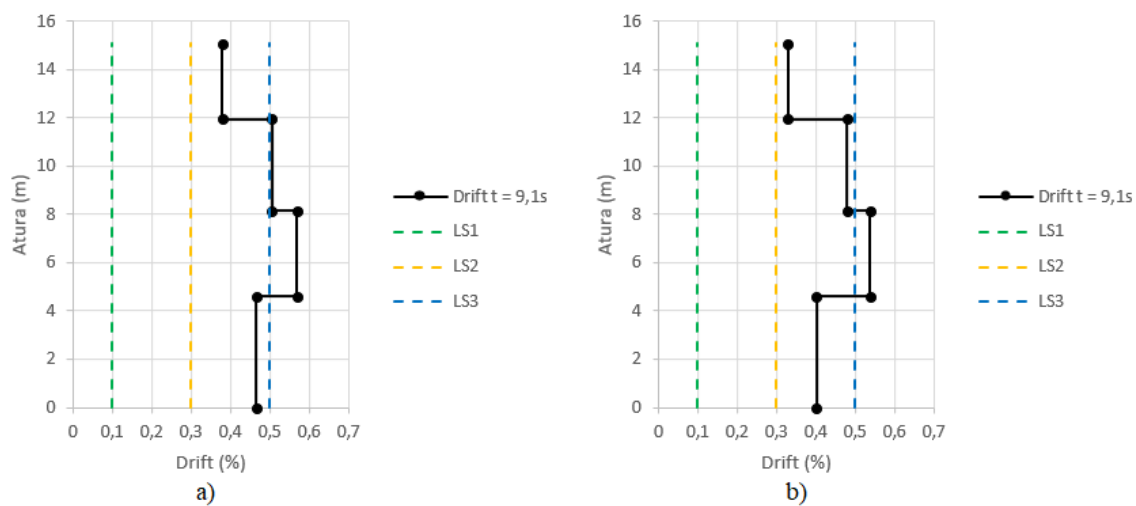


Figura B.3 Drift da fachada a) Rua da Assunção e b) Rua dos Fanqueiros para $PGA = 0,59 \text{ m/s}^2$ $t=9,1s$.

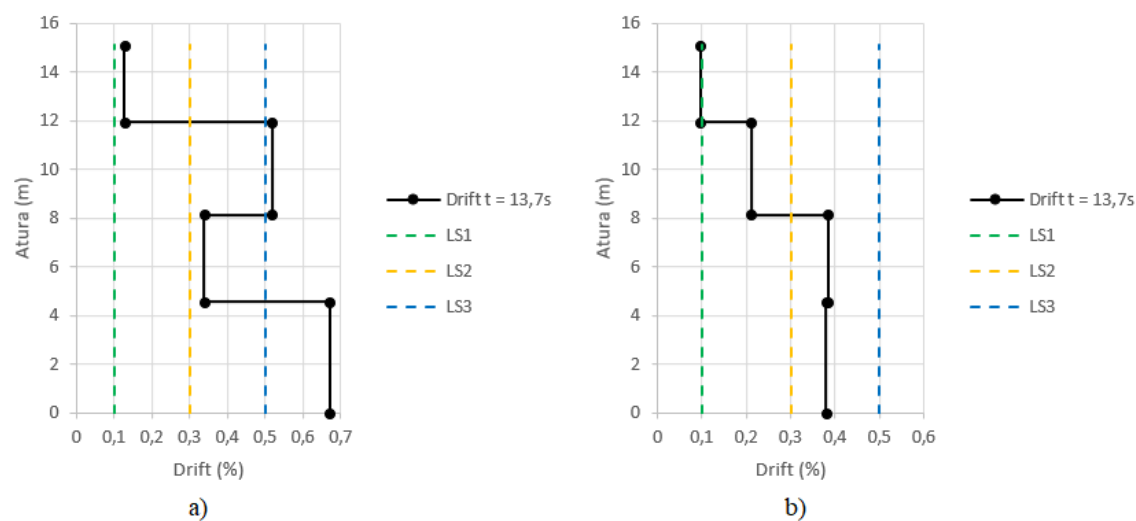


Figura B.4 Drift da fachada a) Rua da Assunção e b) Rua dos Fanqueiros para $PGA 0,42 \text{ m/s}^2$ $t=13,7s$.

ANEXOS

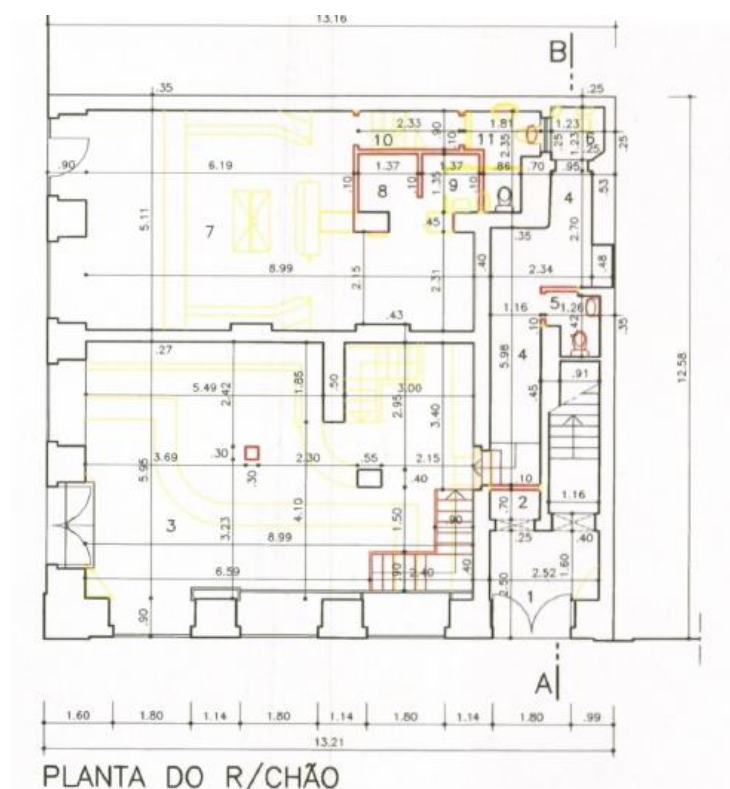


Figura C.1 Planta do Piso 0.

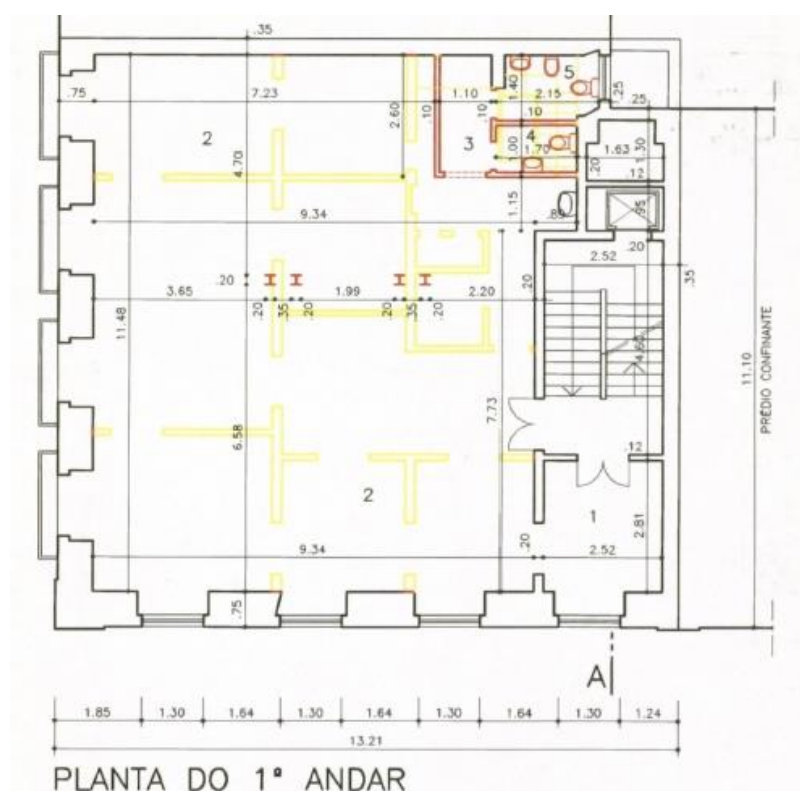


Figura C.2 Planta do Piso 1.

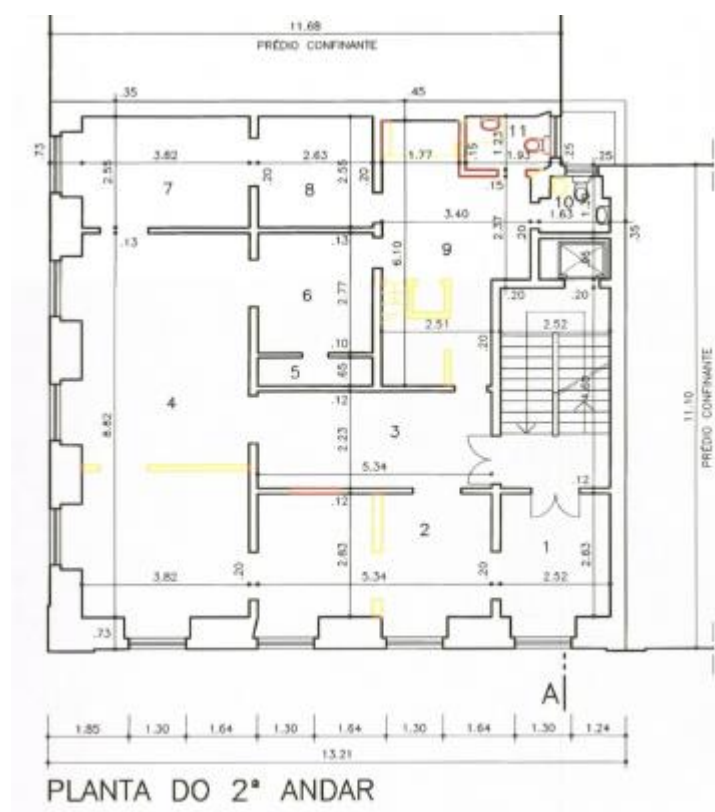


Figura C.3 Planto do Piso 2.

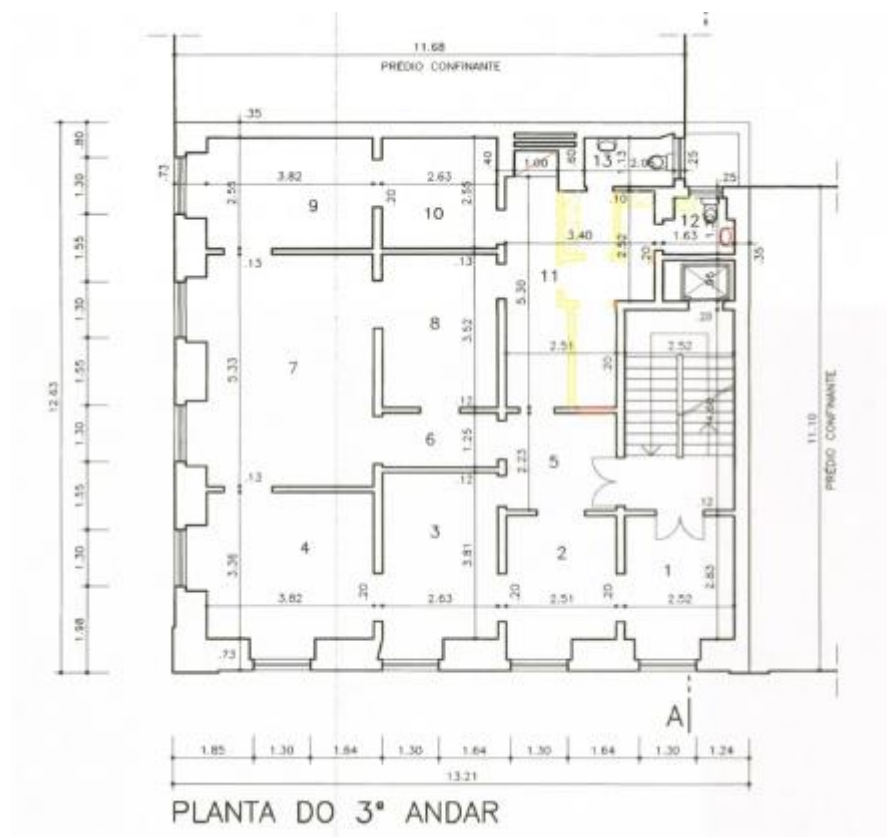


Figura C.4 Planta do Piso 3.